

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.31 No.108 2007.3

本州四国連絡高速道路株式会社編集

EDITED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE EXPRESSWAY COMPANY LIMITED

本四技報 第108号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.108

廣井 勇に学ぶ…………… Learn from Isamu Hiroi	常務取締役	北 川 信…1
ケーブルの腐食環境下における水素侵入 の実験的研究 Experimental study on hydrogen penetration into cables under corrosive environment	保全事業部 橋梁保全課長代理 保全事業部 橋梁保全課	小 林 克 己…2 菊 池 祥 子
吊橋ケーブルバンドボルトの管理手法に 関する検討 Examination on management of cable-band bolts on suspension bridges	長大橋技術センター 耐震・構造グループサブリーダー	森 山 彰…9
大鳴門橋の耐震補強対策検討…………… Study on seismic retrofit of the Ohnaruto Bridge	長大橋技術センター 耐震・基礎グループリーダー 長大橋技術センター 耐震・基礎グループサブリーダー 長大橋技術センター 耐震・基礎グループサブリーダー	吉 田 茂 司…15 真 辺 保 仁 河 藤 千 尋
明石海峡大橋の動態観測データを用いた 振動特性同定手法の検討 Study on a dynamic characteristics identification by bridge monitoring data of the Akashi-Kaikyo Bridge	長大橋技術センター 耐震・構造グループサブリーダー	楠 原 栄 樹…22
簡易型トンネル壁面清掃装置の最適化…………… Optimization of Water-Jetting Tunnel Wall Cleaner	神戸管理センター 施設課長代理 神戸管理センター 施設課長代理	廣 田 昭 次…28 香 川 晃
瀬戸大橋ケーブル送気乾燥システムの改良 とその効果 Improvement of Dry-Air Injection System for Cable of Seto-Ohashi Bridges	坂出管理センター 橋梁維持第一課長代理 今治管理センター 橋梁管理役 首都高速道路(株)神奈川建設局横浜工事グループ上級メンバー	花 井 拓…34 寺 下 孝 男 熊 井 貴 弘
因島大橋東高架橋の耐震補強計画（設計）…………… Seismic Retrofit of Innoshima Higashi Viaduct (Design)	長大橋技術センター 耐震・基礎グループリーダー 長大橋技術センター 耐震・基礎グループサブリーダー 長大橋技術センター 耐震・基礎グループ	吉 田 茂 司…41 真 辺 保 仁 小 河 正 次
海外報告（エチオピア） Overseas Report (Ethiopia)	保線計画部 保全管理課長代理 (前)エチオピア連邦民主共和国 エチオピア道路公社（ERA）橋 梁管理アドバイザー	石 原 和 幸…47
技術ニュース…………… The Latest Information		51
文献紹介…………… Related Technical Report in Other Publications		53

本四技報総目次：次回掲載予定：第115号

大鳴門橋主塔基礎防食工

Corrosion Protection works of main tower foundation at Ohnaruto Bridge



写真-1 頂版部一部ライニング完了
Photo 1 Finished part of resin-paint coating



写真-2 頂版部ライニング施工状況
Photo 2 Working of resin-paint coating

ウォータージェット式簡易型トンネル壁面清掃装置

High pressure water-jet cleaning equipment for tunnel wall



写真-3 大型トラック搭載状況
Photo 3 Installation on heavy truck



写真-4 ウォータージェットによる清掃状況
Photo 4 Cleaning by water-jet

※ P27 「簡易型トンネル壁面清掃装置の最適化」参照
(See page 27.)

瀬戸大橋塗替塗装

Re-painting works on Seto-Ohashi Bridges

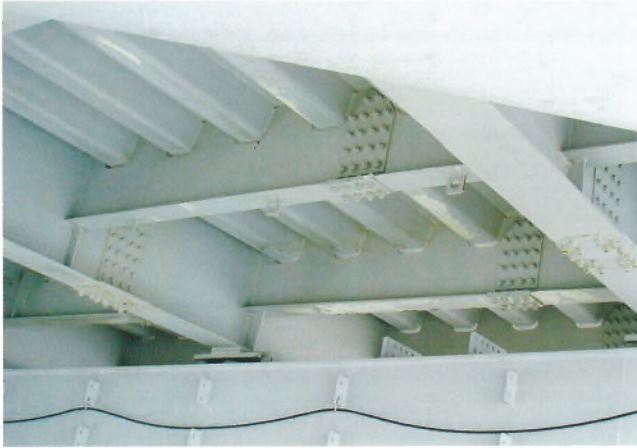


写真-5 塗替塗装前 (北備讃瀬戸大橋)
Photo 5 Before re-painting (Kita Bisan-Seto Bridge)



写真-6 塗替塗装後 (北備讃瀬戸大橋)
Photo 6 After re-painting (Kita Bisan-Seto Bridge)

生口橋 PC 桁コンクリート剥落防止工

Countermeasure works against peel off on PC girders of Ikuchi Bridge



写真-7 コンクリート剥落防止工完了
Photo 7 Completed countermeasure against peel off of concrete



写真-8 コンクリート剥落防止工施工状況
Photo 8 Working of countermeasure against peel off

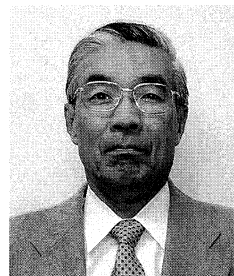
廣井勇に学ぶ

Learn from Isamu Hiroi

本州四国連絡高速道路株式会社
常務取締役

北川 信

Makoto Kitagawa



明治の土木技術者である廣井勇（1862-1928）の名を知っておられる方も多いと思う。札幌農学校にて土木工学を学び、卒業後、アメリカ、ドイツで技術実務の研鑽を積んだ後、帰国して札幌農学校教授に着任したが、その一方で、北海道庁の土木技師を兼務して、北海道各地の重要港湾の調査、建設に取り組んだ。中でも廣井の名前を世に知らしめたのが小樽港の築港である。外海の荒波を本格的な防波堤で防ぎ、沿岸部に静穏な海域部を形成して港湾を構築するという小樽港の築港計画は、我が国でも初めて経験する内容であった。

綿密な現地調査を経て、廣井は初代の小樽築港事務所長に任じられ、小樽築港工事の陣頭指揮をとった。当時の我が国の港湾技術は、まだ未熟な段階であった。横浜の築港工事や佐世保の海軍ドック建造工事において、コンクリートに亀裂が発生したり、崩壊事故が起きるなど、海中に使用するコンクリートへの信頼性が全くない状態であった。廣井は海外の港湾建設の技術を広く収集し、イギリスの土木学会が開発し、セイロンのコロンボ港の防波堤に適用した、コンクリートブロックを斜め積みしていく工法を、小樽港の外洋に面する北防波堤の構造に採用した。

防波堤が波に対して強固であることが、この形式の生命線となっている。そこで、廣井は防波堤のコンクリートブロックを耐水性のものにするため、コンクリートの強度試験を計画した。廣井は防波堤に適したコンクリートを求め、6万個に達するモルタルブリケット（コンクリート試験体）を製作し、コンクリートの強度試験を実施することとした。その中には、50年後の将来に実施される強度試験の計画も含まれた。コンクリート試験は築港工事に並行して実施されたが、将来の試験については、次世代の技術者に実施が託された。その時に製作されたモルタルブリケットの一部やコンクリート強度試験機は、築港後100年経った現在も、国土交通省の小樽港湾事務所内に保存されている。

廣井としては、当時として考えられるベストのコンクリート材料を採用したであろうが、将来の不測事態も考え、「完成後、50年経過時を含めた所定の時期に、コンクリート強度試験を実施すること」、また、「強度試験によって、コンクリートに劣化等が懸念される事態になったならば、適切な対策を取る」というメッセージを

将来の技術者に発したものと推察される。

築港して100年経った現在もなお、北防波堤は現役のインフラとして、北の荒海から小樽港を守っている。明治という近代化の黎明期に、50年、100年先の港湾の姿を考えながら、築港工事を進めた人物がいたという事実には驚かされる。廣井の技術者としての気概や、先々を見通す視野の深さに対し、深い感銘を覚えるとともに、多くのことを学ぶものである。

200年後を視野に入れた超長期の管理を行っている本四高速の技術者にとって、遠い将来を見通しながら仕事を進めた廣井勇の姿勢は大いに参考にすべきところである。超長期のインフラ管理は駅伝リレーと同じである。日々の管理業務を実施しながらも、必要な技術を次の世代に伝達させていかなければ、所要の管理水準が保持できない。技術の継承には、日々の業務を実施しながら技術を習得させる、On the Job Training (OJT) が最も効果的である。そのためには、個々の業務に若手も参加させ、管理現場の作業を把握させるとともに、業務を担当したメンバーで、業務結果についての検証、評価を繰り返しかし実施し、次の仕事に活かしていくことが大切である。

技術的に重要と思われる事項については、内容を発展させて、本四技報などに論文として成果を残すことも重要である。このような地道な取り組みを継続し、蓄積していくことで、本四の技術は確実に継承されていくだろう。継承されるべき技術には、成功事例とともに、失敗事例も含まれる。また、ハイテク技術ばかりでなく、ローテク技術も、業務に必須となる技術ならば、継承されなくてはならない。さらに、個々の技術について、たえず反省をし、改善を加えることも大切である。それによって、技術の高度化が期待できる。

現在、本四高速社内に技術継承高度化推進会議を立ち上げ、技術の継承、高度化を意識的、組織的に取り組むプロジェクトをスタートしている。「万全なメンテナンスを行って、安全、安心、快適な交通空間を提供する」のが、本四連絡橋を管理する我々の仕事の原点であり、社会的使命である。この使命を達成するためにも、廣井勇のような気概、長期的な視野、高い技術を持つことを目指したい。それによって、長大橋技術のフロントランナーへの道が開ける。

ケーブルの腐食環境下における水素侵入の実験的研究

Experimental study on hydrogen penetration into cables under corrosive environment

保全事業部 橋梁保全課長代理 小林 克己

Katsumi Kobayashi



橋梁保全課 菊池 祥子

Shoko Kikuchi

概要

吊橋の主ケーブルに使用されている高強度亜鉛めっき鋼線について、実環境下における高強度亜鉛めっき鋼線の水素侵入及び水素脆化傾向を調査するため、鋼と亜鉛の共存状態、酸素の有無、錆の有無などの各種腐食条件下での拡散性水素侵入量及び部分的に腐食が進行した条件下での水素脆化傾向の有無について室内試験を実施し、酸性環境よりも中性環境の方が水素の侵入量が多いことがわかった。また、高強度亜鉛めっき鋼線の腐食による水素脆化の可能性は極めて低いことを見出した。

For the purpose of checking the hydrogen penetration and hydrogen embrittlement tendency of galvanized high strength steel wire used for main cable of suspension bridges, we had indoor test in order to measure hydrogen diffusion under several condition; steel coexisted with zinc, oxygen or rust, and hydrogen embrittlement of partially corroded wire. The wire under neutrality environment is penetrated more hydrogen than that under acid environment. We have found there is little possibility of hydrogen embrittlement caused by corrosion of galvanized high strength steel wire.

1. まえがき

本州四国連絡橋の吊橋では、主ケーブル内の防食対策として送気乾燥システムを導入しており、新設橋では防食効果が極めて大きいことが確認されている。

しかし、海外の既設吊橋では、ケーブルワイヤが腐食し、ワイヤのクラック、断線も報告されている。これは水素脆化、応力腐食割れの複合作用と推察され、腐食したケーブル（腐食が進行しクラックのある素線）に対する送気乾燥システムの効果を疑問視する意見もある。

吊橋用高張力鋼線の開発では、陰極チャージ法を用いて水素を強制的に鋼材中に侵入させ遅れ破壊試験によって水素脆化の有無を評価してきた。

また、既往の研究¹⁾では、亜鉛と鋼が共存する状態（ミクロ的に見て亜鉛めっき鋼線の一部が腐食し、亜鉛めっきが残った状態と鋼面が露出した状態が近接）が、腐食していない亜鉛めっき鋼線や裸鋼線に比べ、水素が侵入しやすいという結果が出ている。

本報告は、既設吊橋ケーブルの実環境を想定して、①亜鉛と鋼の共存、②有酸素・酸欠、③錆の接触の有無などの各種腐食環境下における鋼材中の水素吸蔵の可能性と拡散性水素量および水素脆化の可能性の有無、鋼材の腐食段階と水素脆化（遅れ破壊）の感受性などについて室内試験を行ったので報告する。

2. 各種腐食条件下における拡散性水素量調査

2.1 目的

亜鉛と鋼の共存下における腐食反応は、亜鉛めっき部でアノード反応 ($Zn \rightarrow Zn^{2+} + 2e^-$)、鋼面ではカソード反応 (①水素イオンの還元による水素発生 $2H^+ + 2e^- \rightarrow H_2$ 、②溶存酸素の還元によるアルカリの発生 $1/2O_2 + H_2O + 2e^- \rightarrow 2(OH^-)$) が生じる。酸性環境では①が主、中性・アルカリ環境では②が主と考えられる。

この腐食反応時に発生する水素が鋼材中に侵入し、応力集中箇所凝集、延性劣化が生じて破断（遅れ破壊）することが懸念される。このため、亜鉛めっき鋼線の亜鉛と鋼の共存状態での酸性度、酸素の有無、錆の有無などの実環境下で想定される各種腐食環境条件を設定し、腐食反応により侵入した水素の鋼材中の拡散性水素量を調査した。

2.2 試験体

1,760Mpa、鋼線径5.09mmの亜鉛めっき鋼線を300mmに切断し、中央部の30mmの亜鉛を除去した。(めっき部135mm+めっき除去部30mm+めっき部135mm)

なお、めっきの除去は硝酸(60% HNO_3)浸漬により行った。

硝酸浸漬後は、侵入した水素を取り除くため、150℃

で24時間の加熱処理を行った。

2.3 腐食環境条件

ケーブルが置かれている現場条件等を考慮し、表-1の条件で試験体を浸漬した。

CASE 5、6は、鉄 (Fe) とオキシ水酸化鉄 (α -FeOOH) が反応するとマグネタイト (Fe_3O_4) を生じて水素 (H) を生成する Schikorr (シコール) 反応を想定したもので、通常は200℃以上の高温で起きる反応であるが、温・湿度、大気暴露条件によって起きる可能性を想定し設定した。

なお、錆懸濁液の錆は、硫酸第一鉄を水酸化ナトリウムで中和して生成した α -FeOOH 沈殿を回収したものである。

表-1 腐食環境条件

Table 1 Conditions of corrosion environment

case	試験体	試験液	試験環境	浸漬期間 (日)	備考
1		人工海水 (酸性) pH 3 ~ 4	室温、 大気開放	10	腐食因子である海塩粒子のケーブル内侵入を想定。濃度は極端であるが海水並みを設定。酸性雨等により pH が3程度なことを想定。pH調整はSOxを想定し硫酸で調整
				25	
				38	
				66	
2		NaCl水溶液 (Cl:100ppm) にガーゼ巻き浸漬	室温、大気開放	66	実橋ケーブル内亜鉛めっき鋼線の腐食形態を再現
3	亜鉛/銅	人工海水 (中性)	室温、大気開放	25	腐食因子である海塩粒子のケーブル内侵入を想定。濃度は極端であるが海水並みを設定
				63	
				125	
4			60℃、窒素置換	72	ケーブル中心部の酸欠状態を想定
5		人工海水 (中性) + 錆懸濁液	60℃、窒素置換	56	錆下での Schikorr 反応 ($\text{Fe} + 2\text{FeOOH} \rightarrow \text{Fe}_3\text{O}_4 + 2\text{H}$) を想定
				120	
6			90℃、窒素置換	12	

2.4 水素分析方法

図-1に高強度鋼線の一般的な水素放出曲線を示す。一般に100℃付近で放出される水素は拡散性水素と呼ばれ、遅れ破壊 (水素脆化) に関与することが知られている。なお、250℃付近からの放出水素は、強くトラップされた水素で遅れ破壊に関与しないことがこれまでの研究²⁾より明らかになっている。

水素分析は、試験後の試験体約10mmを切断採取し、鉄錆をプラストで除去した後、大気圧イオン化質量分析法 (API-MS) により、温度-放出量曲線から約200℃までに放出された第1ピークの水素量を直接求めた。

2.5 腐食経過の確認

図-2に人工海水 (pH 3) 中の亜鉛/銅共存試験体の自然電位を示す。浸漬時間約200時間までは亜鉛除去部 (中央部の鋼材露出部) の電位は亜鉛の電位 (約-1000 mV) を示しており、亜鉛の犠牲陽極作用が起こってい

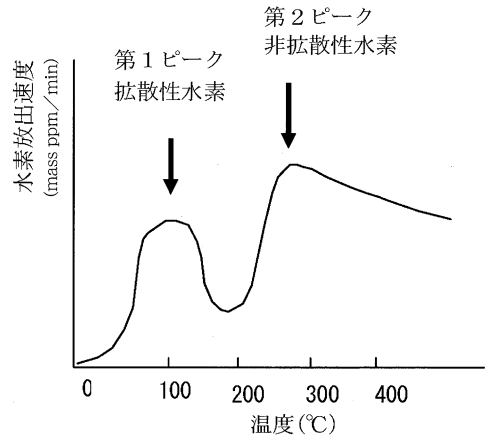


図-1 一般的な水素放出曲線

Fig.1 General curve of hydrogen evolution

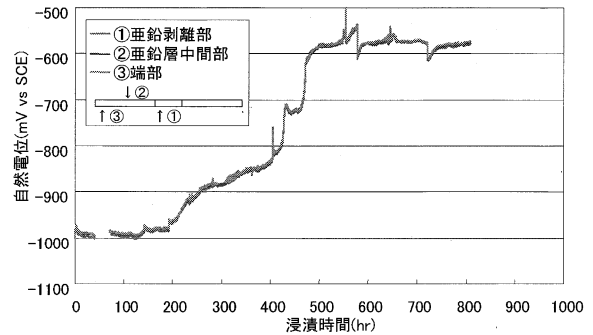


図-2 自然電位測定結果

Fig.2 Self-potential measurements

ることがわかる。また、200時間以降は亜鉛が溶解して鉄の電位 (約-600mV) に到達する過程であり、500時間以降は亜鉛の合金層が溶解し、犠牲陽極作用の効果がなくなっていると推定される。

2.6 浸漬中の試験体外観

写真-1に試験前の試験体外観を、写真-2に試験中の外観を示す。

2.7 水素分析結果

測定結果を表-2に示す。

拡散性水素量が最大となったのは、ケース5 (人工海水 + 錆懸濁液、60℃) の56日浸漬後で0.27mass ppmであった。

拡散性水素の侵入は、浸漬初期に活発となり、浸漬時間とともに増加することなく減少 (酸性環境) ないしは平衡状態 (中性環境) となる。これは、浸漬時間の経過に伴い鋼部でのカソード反応が少なくなり水素発生量が少なくなっていくためと推定される。

図-3に浸漬条件別の第1ピークの水素量のグラフを示す。また、図-4に拡散性水素量が最大となったケース5 (56日浸漬) の水素放出曲線を示す。

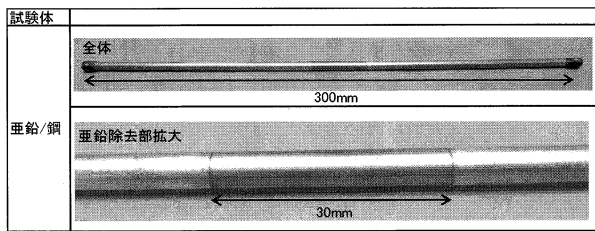


写真-1 試験前の試験体外観
Photo 1 A test piece before examination

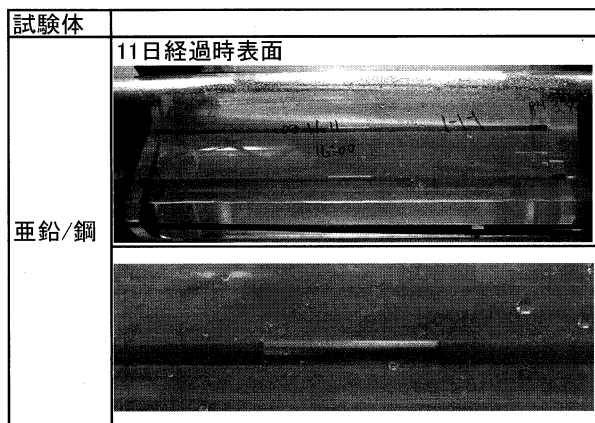


写真-2 試験中の試験体外観 (case 1)
Photo 2 A test piece during examination (case 1)

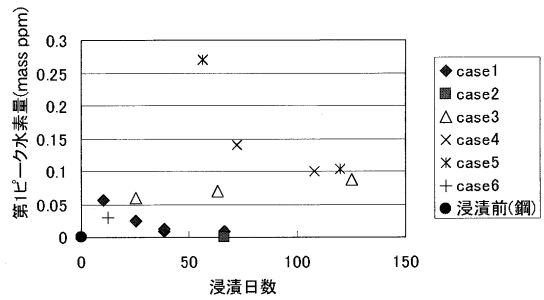


図-3 第1ピークの水素量 (全 case)
Fig. 3 Amount of first peak hydrogen (All cases)

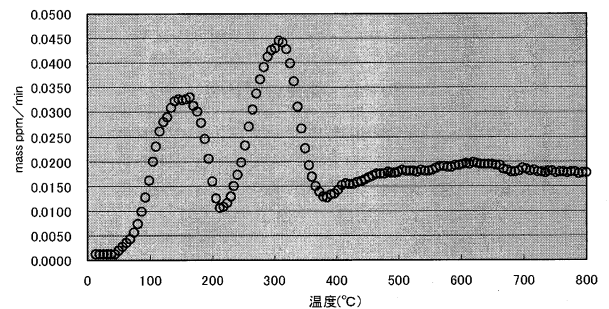


図-4 case 5 (56日浸漬) の水素放出曲線
Fig. 4 Hydrogen evolution curve (case 5)

2.8 水素脆化の可能性

水素脆性を引き起こす水素は、第1ピークの水素であり文献^{2),3),4)}によれば、1,760Mpaの鋼線でその限界拡散性水素量は0.5~0.6mass ppm程度、1,570Mpaの鋼線では0.7mass ppm程度である。

今回の試験結果では、いずれの腐食環境下であってもこの限界拡散性水素量以下であり水素脆化(遅れ破壊)が起きる可能性は低いといえる。

表-2 測定結果

Table 2 Measurements of released hydrogen

case	試験液	試験環境	浸漬期間(日)	第1ピーク放出水素量(mass ppm)
1	人工海水(酸性) pH 3~4	室温、大気開放	10	0.06
			25	0.03
			38	0.01
			66	0.01
2	NaCl水溶液 (Cl:100ppm)にガ ーゼ巻き浸漬	室温、大気開放	66	0.00
			66	0.00
3	人工海水(中性)	室温、大気開放	25	0.06
			63	0.02
			125	0.09
4	人工海水(中性)	60°C、窒素置換	72	0.14
			108	0.10
5	人工海水(中性)+ 銅懸濁液	60°C、窒素置換	56	0.27
			120	0.10
6	人工海水(中性)+ 銅懸濁液	90°C、窒素置換	12	0.03
浸漬前の裸鋼線			0	0.00

3. 腐食段階と水素脆化(遅れ破壊)の感受性調査

3.1 目的

腐食が進行した亜鉛めっき鋼線の水素脆化傾向の有無を確認するため、腐食促進試験、定荷重試験、曲げ負荷試験を行った。

3.2 腐食促進試験

3.2.1 供試体

供試体は、過去に模擬ケーブル試験体として屋外暴露試験で使用した後、7年間倉庫内に放置し、自然腐食していた高強度亜鉛めっき鋼線(Φ5.09mm、1760Mpa)を使用した。

3.2.2 試験方法

高強度亜鉛めっき鋼線を7本束ねて、腐食を促進させ水素を侵入させた後、鋼線同士がより多く接触し隙間腐食が発生しやすい中心の1本に対して、表-3の項目について評価した。

なお、腐食促進は、JASO 複合サイクル腐食試験(塩水噴霧5%NaCl、35°C、2h→乾燥60°C、30%RH、4h→湿潤、50°C、95%RH、2h)により行った。

また、腐食促進期間は、504時間、1,056時間、2,832時間の3期間で比較した。

表-3 評価項目

Table 3 Evaluation items

評価項目		着目点
①	外観観察	亜鉛の残存、鋼錆の発生・堆積、色調などの腐食状況
②	重量	腐食による鋼消耗量
③	渦流探傷検査(ECT)	腐食段階（亜鉛および鋼の消耗）
④	水素量	全水素量を調査し、新品の値と比較

3.2.3 腐食促進試験後の水素脆化傾向評価

(1) 外観

写真-3～写真-5に腐食促進試験前後の外観を示す。試験経過と共に赤錆が多くなり、鋼の腐食が進行して鉄錆が堆積していることがわかる。

(2) 重量

図-5に亜鉛めっき鋼線の腐食減量測定結果（7本束の中心ワイヤ、複合サイクル腐食試験）を示す。重量が減少していることから、時間とともに鋼が腐食していることがわかる。

(3) 渦流探傷検査 (ECT)

渦流探傷検査は、コイルに交流電流を流し、そのコイルを導電性材料の表面に近づけることにより渦電流が誘起される原理を利用して、材料の質量や材質の影響による渦電流の変化を検出して検査を行うものである。鋼製材料試験体の腐食評価法のイメージを図-6に示す。

励磁コイルに流される交流電流は、試験体の渦電

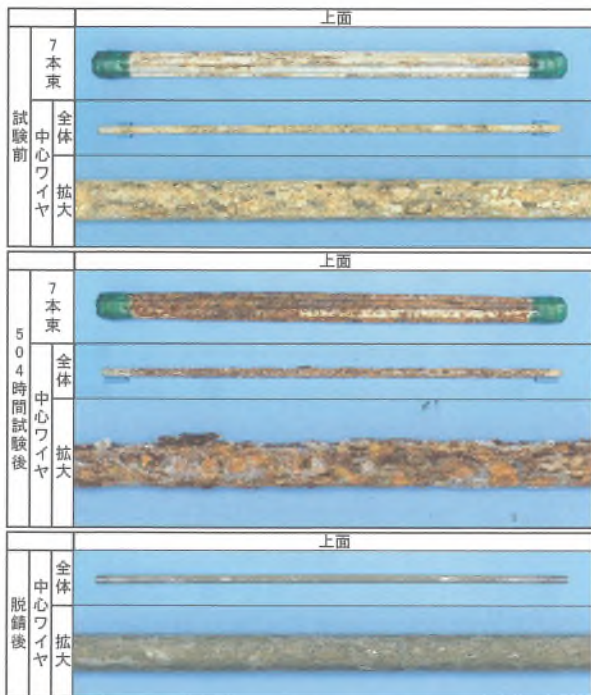


写真-3 腐食促進試験外観 (504時間)

Photo 3 Corrosion acceleration test (after 504 hours)

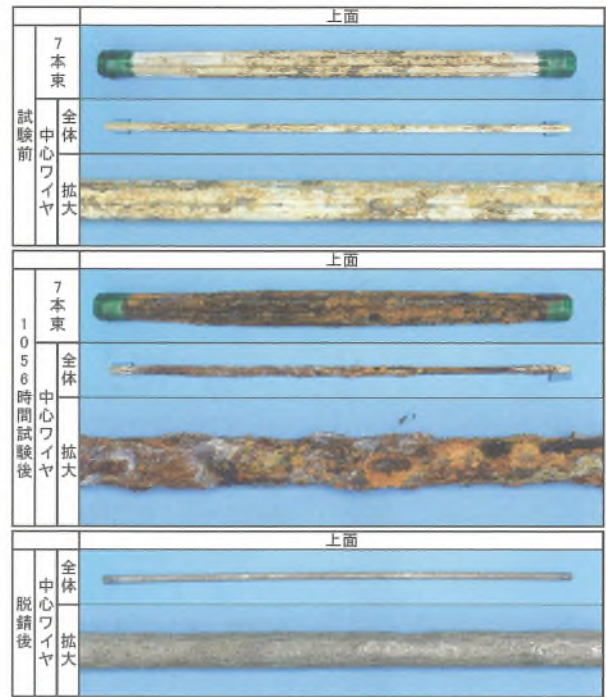


写真-4 腐食促進試験外観 (1,056時間)

Photo 4 Corrosion acceleration test (after 1,056 hours)

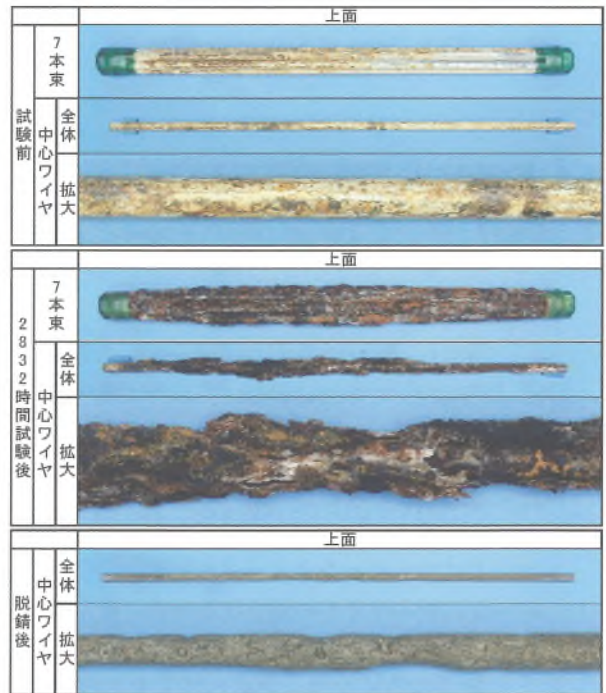


写真-5 腐食促進試験外観 (2,832時間)

Photo 5 Corrosion acceleration test (after 2,832 hours)

流・電磁誘導作用の影響を受け、計測コイルでは電圧の最大値及び位相の変化が発生する。

電圧の最大値は試験体の質量影響を受け、位相差は試験体材質影響を受ける。(図-7)

このことから、初期の健全部材と、時間が経過した部材について、この電圧の最大値及び位相差を記録し、両者を比較することで変化状況（健全度）を

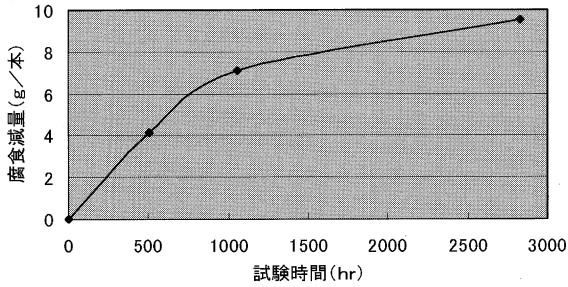


図-5 亜鉛めっき鋼線の腐食減量測定結果
Fig.5 Corrosion weight loss of Galvanized steel wire

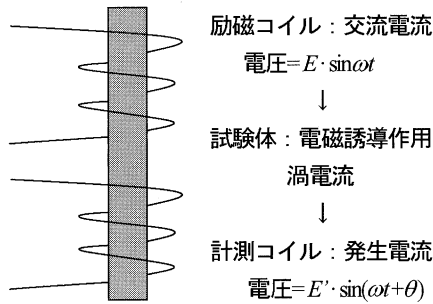


図-6 渦流探傷 (ECT) のイメージ
Fig.6 Image of Eddy-current test

電圧の最大値：試験体の質量の影響を評価

$$E \cdot \sin(\omega t + \theta) = E' (\sin \omega t \cdot \cos \theta + \cos \omega t \cdot \sin \theta)$$

↑ Y軸 X軸
試験体の材質の影響を評価

図-7 電圧最大値及び位相差の影響

Fig.7 Influence of maximum voltage and phase difference

確認することができる。

図-8 に亜鉛めっき鋼線の腐食劣化の変化が、XYレコーダに表示されるイメージを示す。

図-9 に中心ワイヤの渦流探傷検査の測定結果を示す。腐食促進試験1,056時間前後は新品と比較してYの値が大きくなり、亜鉛の消失を示唆する結果となっている。

また、1,056時間から2,832時間では信号が原点方向に移動していることから鉄が消耗していることがうかがえる。これは、1,056時間前後でほとんど亜鉛が消失し鋼の腐食が進展していく段階に至っていることが示唆された外観観察結果と一致している。

(4) 水素量

図-10に腐食促進試験後のガスクロマトグラフによる全水素量測定結果 (約2000℃まで加熱した時

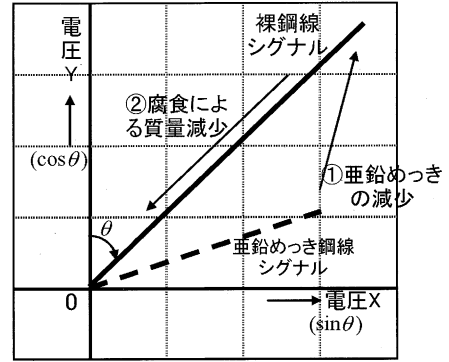


図-8 XYレコーダ表示イメージ

Fig.8 Image of XY recorder display

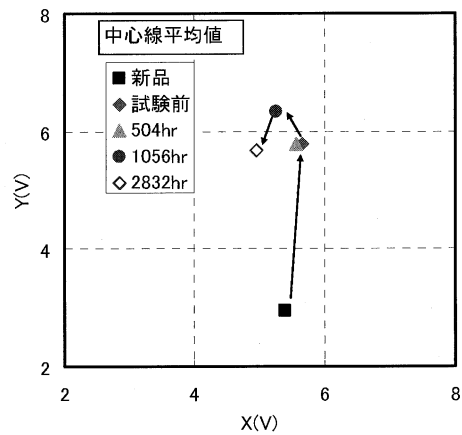


図-9 渦流探傷検査結果 (φ55mm センサー、中心ワイヤ)

Fig.9 Eddy-Current Test results of center wires with φ55mm sensor

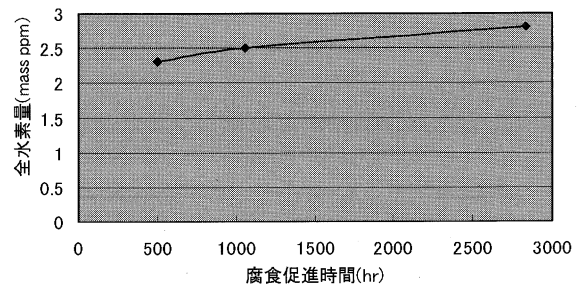


図-10 腐食促進試験後の全水素量測定結果

Fig.10 Total hydrogen measurement of corrosion acceleration test

の放出水素量)を示す。全水素量は、2.3~2.8mass ppmで、腐食促進504時間以降はほとんど増加はしていない。しかし、腐食が進行していない新品の鋼線0.8~1.3mass ppm程度であること、腐食反応により侵入する拡散性水素は最大でも0.3mass ppm以下であることから、腐食反応により発生した水素が鋼中に強固にトラップされ非拡散性水素として蓄積されたと推定⁵⁾される。

3.3 定荷重試験

赤錆発生まで腐食が進行した状態での水素侵入による鋼線の脆化傾向を評価するため、赤錆懸濁液(人工海水)中における定荷重試験を行った。

3.3.1 供試体

腐食促進試験に用いた高強度亜鉛めっき鋼線を、JASO 複合サイクル腐食試験(塩水噴霧5%NaCl、35℃、2h→乾燥60℃、30%RH、4h→湿潤、50℃、95%RH、2h)で1,056時間腐食促進させ赤錆発生まで腐食が進行したものを使用した。試験前の供試体の状況を写真-6に示す。

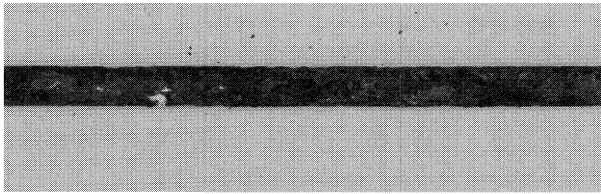


写真-6 供試体 (試験前)
Photo 6 A test piece before examination

3.3.2 試験方法

定荷重試験では、引張強度試験などと違い、試験中にも水素の侵入に十分な時間が取れることから、水素侵入の可能性があると推定される60℃の錆懸濁液(人工海水)中に供試体を浸漬し、負荷応力は引張強度の80%(1,410MPa)とし、破断時間を評価することとした。なお、試験時間は他の高強度鋼においてSchikorr反応が関与して約200時間で破断した事例があることから、最長500時間とした。試験要領を図-11に、試験状況を写真-7に示す。

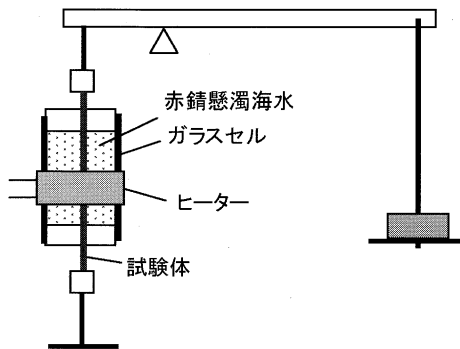


図-11 試験要領
Fig.11 Test procedure

3.3.3 定荷重試験結果

表-4に試験条件および試験結果を示す。試験時間500時間で破断は見られなかったことから、鉄錆堆積状態で

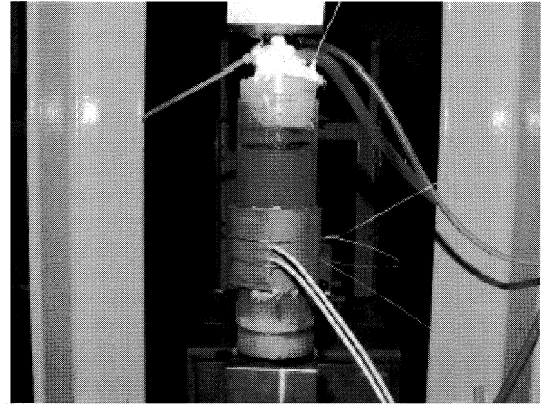


写真-7 定荷重試験状況

Photo 7 Constant stress loading

表-4 定荷重試験条件および試験結果

Table 4 Conditions and results of constant stress loading test

供試体	腐食促進試験	定荷重試験時環境	載荷重	載荷時間	試験結果
1,760MPa 腐食素線	JASO 複合サイクル試験 1,056時間 (塩水噴霧-乾燥-湿潤、8hr/サイクル)	赤錆懸濁液浸漬、 60℃、人工海水 (中性)	27.7 KN (引張強度の80%)	500hr (=浸漬時間)	破断、割れ無し

も水素侵入による脆化によって引張強度が低下する可能性は小さいことが確認された。

3.4 曲げ応力負荷浸漬試験

鋼線に生じるクラックや破断は、「腐食(孔食)+応力」の環境条件下で、狭義の応力腐食割れ(高応力+Fe溶出)と水素脆化(高応力+水素集中)の複合作用により発生する応力腐食割れ(広義)と推測されることから、曲げ応力負荷状態での脆化傾向(遅れ破壊感受性)を評価するため、Schikorr反応の関与を考慮して60℃の錆懸濁液(人工海水)中に浸漬して4点曲げ試験を行い、一定時間浸漬後の割れの有無を確認した。

3.4.1 供試体

7年間倉庫内に放置し、自然腐食していた高強度亜鉛めっき鋼線(φ5.09mm、1760Mpa)を使用した。亜鉛めっき残存部ではSchikorr反応による水素侵入が起きないことから、試験前に酸洗で全面のめっき層を除去した。

3.4.2 試験方法

試験に先立ち、供試体を150℃で24時間、加熱処理を行い、酸洗で侵入する水素の影響を除去した。

曲げ負荷応力は引張強度の80%(1,410MPa)とし、60℃の錆懸濁液(人工海水)中に浸漬し、浸漬期間は定荷重試験と同様に最長500時間とした。曲げ応力負荷浸漬に用いた供試体を写真-8に示す。

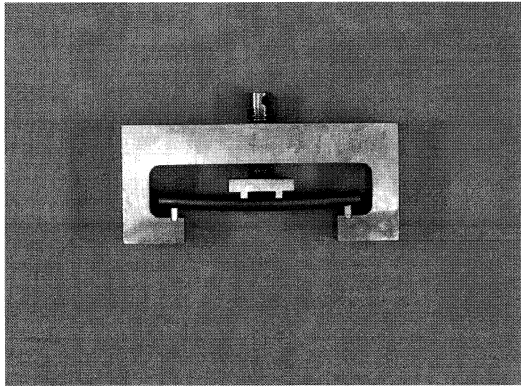


写真-8 曲げ応力負荷試験体

Photo 8 A test piece of bend stress loading test

3.4.3 曲げ応力負荷浸漬試験結果

表-5に試験条件および試験結果を示す。504時間浸漬後においても割れは認められなかった。

表-5 曲げ負荷試験条件および試験結果

Table 5 Conditions and results of bend stress loading test

供試体		腐食促進環境			試験結果
状態	前処理	溶液	負荷曲げ応力	浸漬時間	
1,760MPa 腐食素線	硝酸溶解 (亜鉛除去)	錆懸濁液 浸漬 60℃、人工 海水(中 性)	1,410 MPa (引張強度 の80%)	504時間	破断、 割れ無 し

4. まとめ

吊橋の主ケーブル内で起こりうる腐食環境を想定し、亜鉛／鋼共存下における高強度亜鉛めっき鋼線（1,760 MPa）の水素侵入による脆化傾向の有無について、各種室内試験を実施し以下の知見を得た。

- ① 諸外国での水素脆化は酸性雨によると推定されているが、今回の試験で、酸性環境より中性環境のほうが水素の侵入が大きい。
- ② 今回の試験環境下では、水素脆化に関与するといわれている第1ピークの水素量は、最大で0.27 mass ppm程度であり、水素脆化を引き起こす拡散性水素量（1,760Mpa 鋼線で0.5~0.6mass ppm、1,570Mpa 鋼線で0.7mass ppm以上）には達していなかった。
- ③ 水素侵入は浸漬初期に活発であり、浸漬期間の経

過とともに水素の侵入は増加することなく減少（放出）または平衡状態になる。

- ④ 水素侵入が最大（0.27mass ppm）となった腐食環境（60℃錆懸濁液）において、定荷重試験および曲げ応力負荷浸漬試験を実施したが、いずれの試験でも破断や割れは起きなかった。

本研究では、高強度亜鉛めっき鋼線の腐食と水素脆化の関係を調査するため実環境を想定した室内実験を実施した。本研究により得られた知見から、既設吊橋のケーブルの高強度亜鉛めっき鋼線の腐食による水素脆化の危険性は極めて低いといえる。これは既存の研究結果⁵⁾とも一致する。

5. おわりに

本州四国連絡橋における既設吊橋のケーブル送気乾燥システムは、最初に導入した瀬戸大橋で約8年が経過しているが、腐食の進行は確認されていない。

このことから腐食が進行シクラック（傷）がある既設吊橋の主ケーブルに対して、防食対策としてのケーブル送気乾燥システムの導入は、主ケーブルの長寿命化対策として有効な方法であると考えられる。

参考文献

- 1) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：亜鉛／鋼共存素線の腐食環境下における水素侵入の可能性・照査（自主研究）2006. 3
- 2) 高井健一，綿貫隆，野末章：高強度鋼の遅れ破壊に無害なトラップ状態の抽出，材料とプロセス Vol. 14 No 3, 2001
- 3) 秦健作，森下尊久，遠山直樹：吊橋ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線の遅れ破壊に対する安全性評価，本四技報 Vol.30 No105, 2005.9
- 4) Tarui, T., Maruyama, N., Eguchi, T. and Konno, S.: Development of High Strength Galvanized Steel Wire For Bridge Cable, 2001 IABSE Conference on Cable-Supported Bridges in Seoul, pp. 114-115, 2001
- 5) 鈴木恵太，中村俊一，樽井敬三：腐食した橋梁用亜鉛めっき鋼線の強度特性，土木学会論文集 No.731 I-63, 367-377, 2003.4

吊橋ケーブルバンドボルトの管理手法に関する検討

Examination on management of cable-band bolts on suspension bridges

長大橋技術センター 耐風・構造グループ サブリーダー 森山 彰
Akira Moriyama



概要

吊橋のケーブルバンドは主ケーブルとの摩擦によって位置を保持しており、所要のすべり安全性を確保するためには、完成後もバンドボルトの軸力管理が必要である。バンドボルトには経時的に軸力抜けが生じており、所要の安全性を確保しつつ合理的かつ経済的な管理を行うためには、バンドボルトの再締め付けの必要性の判断や実施時期を適切に設定する必要がある。そこで、1) 軸力抜けの調査・要因分析、2) めっき鋼線のクリープ試験、3) ケーブルバンドのすべりに対する所要の安全性に関する評価を実施した。ここでは、これまでの検討概要と今後の検討方針について報告する。

In general, cable bands need axial force maintenances of band bolts after completion in order to ensure the required safety against slip. A rational and economical management is required to be obtained since the reduction of axial force in the band bolts occurs continuously. The aims of the examinations are ; 1) to judge whether the band bolts shall be re-tightened, and 2) to decide when the band bolts shall be re-tightened. The following examinations were carried out ; 1) investigation and analysis of the reduction in axial force of band bolts, 2) creep tests of galvanized steel wires, and 3) evaluation of appropriate safety of cable bands. This paper describes the brief report of the foregoing examinations and the future plan for the forthcoming examinations.

1. はじめに

ケーブルバンド（以下、「バンド」という）の設計では、ケーブルバンドボルト（以下、「ボルト」という）の軸力低下を30%と仮定して、すべり安全率を3.0以上確保するようにボルト本数等を決定している。しかし、管理における、ボルト軸力調査の結果では設計時の仮定を上回るボルト軸力の低下が発生しており、バンドのすべり安全性を確保するためにボルトの軸力測定および再締め付けを実施している。

ボルトの維持管理に関しては、以下のような課題がある。

- 1) ボルトの軸力低下メカニズムが不明であり、また軸力低下の予測が困難
- 2) 管理段階において保持すべきバンドのすべり安全率が未設定

本検討は、ボルトの軸力低下やバンドのすべり安全性等を検証し、バンドの合理的な維持管理手法を確立することにより、管理コストの縮減を図ることを目的に実施している。

この目的を達成するため、以下に示す項目について検討を実施している。

- 1) ボルト軸力低下の検討（軸力低下量の大きさと経時変化量）
- 2) バンドすべり安全性の検討（すべり安全率）
- 3) ボルト再締め付けの検討（必要性と実施時期）

上記項目の検討フローを図-2に示す。ここでは、既検討結果と今後の検討方針について報告する。

2. ボルト軸力低下の検討

2.1 ボルト軸力低下の実態

管理段階での因島大橋におけるボルトの軸力低下の実態を図-3に示す。ボルトの導入軸力は、30%の軸力低下を見込んだ上で、バンドのすべり安全率 $\nu=3.0$ を確保するよう決定している。

従来、ボルト軸力導入後の経過日数とボルト軸力低下

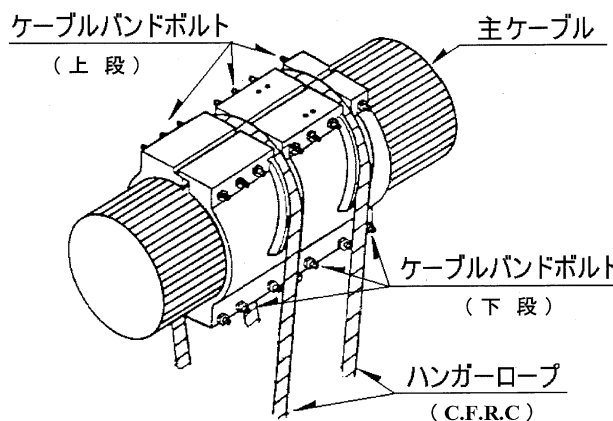


図-1 ケーブルバンド（鞍掛タイプ）

Fig.1 Saddle-type cable band

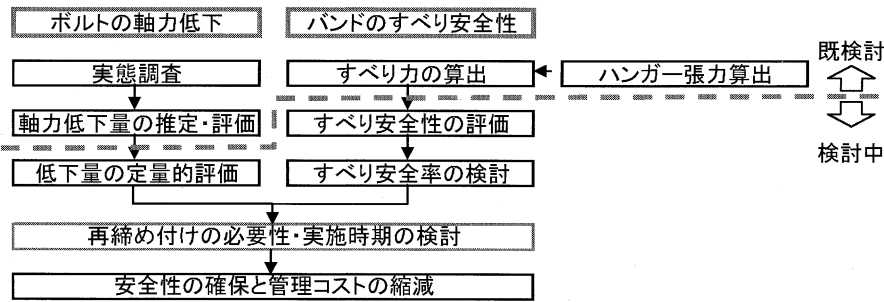


図-2 検討フローチャート

Fig.2 Flow chart of examination

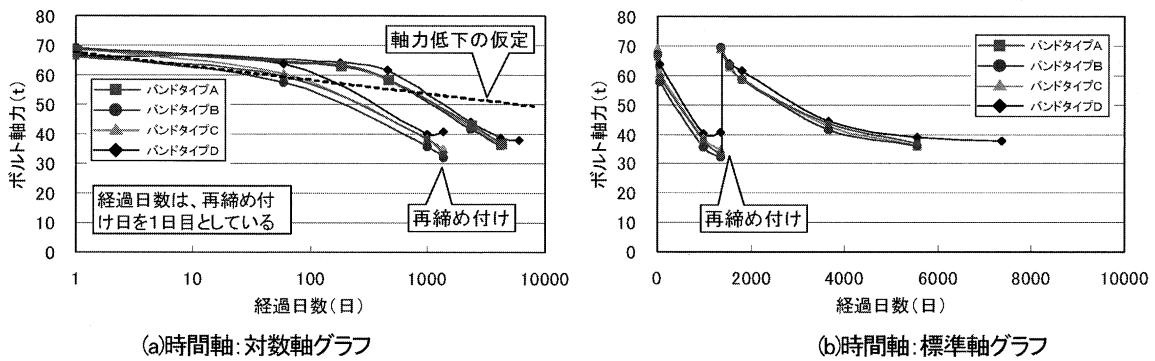


図-3 ボルトの軸力低下 (因島大橋)

Fig.3 Reduction of axial force on Innoshima Bridge

表-1 主ケーブル諸元と導入軸力低下 (50%) 時のボルト長さ変化量

Table 1 Cable specification and change of bolt length by 50% reduction in axial force

橋名	鋼線径 (mm)	鋼線本数 (本)	ケーブル径 (mm)	ボルト締付け長 L (mm)	ボルト長さ変化量 ΔL (mm)
因島大橋	5.17	11,557	611	500	0.6
大鳴門橋	5.37	19,558	826	600	0.8
南備讃瀬戸大橋	5.12	34,417	1,048	740	0.9
明石海峡大橋	5.23	36,830	1,118	910	1.1

量の関係は、時間軸を対数で整理すると直線関係にあると考えられていた。しかし、長期間の実測データを整理した図-3 (a) からは、軸力低下量は経過日数と直線関係とはなっていない。図-3 (b) は、図-3 (a) の時間軸を標準とした図である。ボルト軸力は、締付け直後は低下率が大きい時間が経過とともに小さくなり、最終的にはある値に漸近する傾向にある。

ボルトに軸力低下が生じた際のボルト長さの変化量を表-1 に示す。導入軸力の50%の軸力低下 (ひずみ 1.3×10^{-3}) が生じた場合、ボルトの締付け長さ $L = 500$ mm (因島大橋) でボルト長さの変化量は $\Delta L = 0.6$ mm、 $L = 910$ mm (明石海峡大橋) で $\Delta L = 1.1$ mm と微小な量である。

2.2 軸力低下の要因

ボルトに軸力低下が生じる要因は、主ケーブルが亜鉛めっきを施した鋼線の集合体であることを踏まえると、

以下の要因が考えられる。

- 1) 鋼線の亜鉛めっき層のクリープ
- 2) 締付けボルトのリラクセーション
- 3) 荷重増大による主ケーブルの細り
- 4) バンドの変形
- 5) 荷重変動などによって生じる鋼線の再配列
- 6) 主ケーブル内の集束用テープの変形
- 7) バンドと主ケーブルの温度差

ボルトの軸力低下は、図-3 のように時間の経過とともに確実に生じている。この実態を踏まえた上で、上記の要因を分析、評価すると表-2 となる。

各種の要因が複合的に関連してボルトに軸力低下が生じるものと考えられるが、その中でも 1) 鋼線の亜鉛めっき層のクリープの占める比率が大きいと想定した。

2.3 鋼線の亜鉛めっき層のクリープ

亜鉛は鋼に比べ、弾性係数が約半分と柔らかく、再結

表-2 吊橋完成後におけるボルト軸力低下要因と分析結果

Table 2 Factor of reduction in axial force

要 因	分 析 結 果	評 価
1) 鋼線の亜鉛めっき層のクリープ	経時的なケーブル径の変化（再締め付け後の軸力抜け）の要因となり得る	○
2) 締め付けボルトのリラクセーション	HTB (F10 T) でおよそ10%、短時間で収束	△
3) 荷重増大による主ケーブルの細り	活荷重の占める比率は小さい、架設時の主要因	×
4) バンドの変形	ボルト定着間バンドの塑性変形は小さい	×
5) 荷重変動などによって生じる鋼線の再配列	荷重変動がなくても、亜鉛めっき層のクリープにより再配列の可能性あり	△
6) 主ケーブル内の集束用テープの変形	全バンドで同様の現象が生じており、局所的な影響とは考えにくい	×
7) バンドと主ケーブルとの温度差	仮に温度差が生じて軸力変化の影響は小さい	×

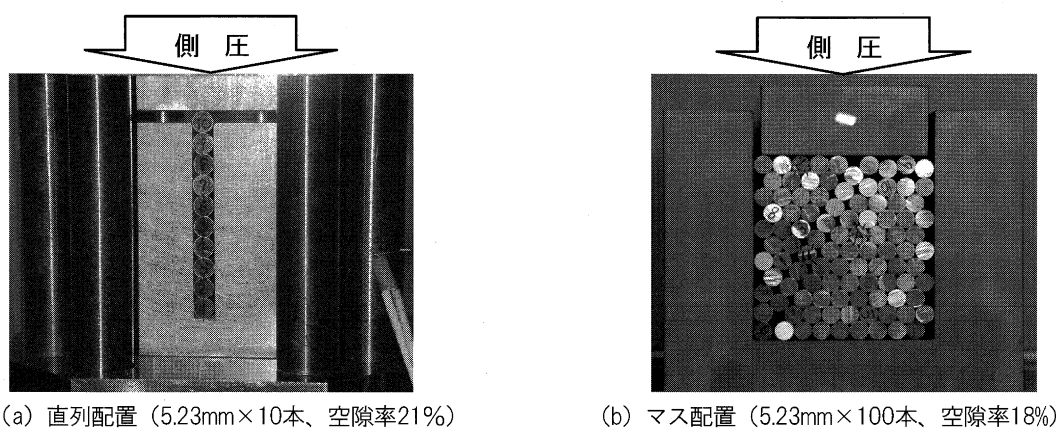


写真-1 亜鉛めっき鋼線のクリープ試験

Photo 1 Creep test of galvanized steel wires

晶温度（15～50℃）も著しく低く、かつ常温域にあるためにクリープ的な挙動が生じやすい材料である。

亜鉛めっき鋼線には、規格上 300 g/m² 以上のめっき付着量を要求し、実績値としては 350 g/m² 程度が確保され、めっき付着による鋼線の線径増加量は鋼線 1 本当たりおよそ 0.1 mm である。これより、ケーブルに占めるめっき層の全厚は、亜鉛めっき鋼線の径を 5 mm 程度と仮定すると、ケーブル径 620 mm（因島大橋）の場合でめっき層厚は t=12 mm、ケーブル径 1,120 mm（明石海峡大橋）の場合で t=22 mm に相当する。

ボルトの締め付け力による亜鉛めっき鋼線のクリープ現象を調査するために室内試験を実施した（写真-1）。試験は、鋼線 10 本を直列配置してめっき層のクリープ現象を調査するケース（以下、「直列配置」という）と鋼線を幅 50 mm（鋼線約 9.6 本に相当）×高さ約 50 mm に鋼線 100 本をランダムに配置して、鋼線の集合体としてのクリープ現象を調査するケース（以下、「マス配置」という）を実施した。なお、マス配置では空隙率を実橋ケーブルと同等の 18% 程度となるように鋼線を配置した。試験結果を図-4 に示す。結果の概要は以下のとおりである。

- 1) 図-4 (a) に示すクリープ変位の図は、僅かであるが下に凸形状である。これはボルト軸力低下（図-3 (a) が上に凸形状であることと対応しており、ボルトの軸力低下の現象が亜鉛めっき層のクリープが主な要因であると確認できた。
- 2) クリープ変位量は、直列配置よりマス配置が大きく、亜鉛層のクリープ変位だけでなく、集合体としてのクリープ変位に伴う鋼線の再配列の影響が大きいたことが判明した。
- 3) 長期のクリープ変位量を図-4 より得られるクリープ変位の勾配から推定すると、マス配列の結果を用いた場合に、実橋ボルトの変位量とほぼ同じレベルにあった。
- 4) 直列配置の試験で側圧を変化（9.8 N/mm²、4.9 N/mm²）させたが、クリープ変位量には差異が見られなかった。これは鋼線相互が僅かな接触面積で線的に接触しているものと考えられ、その接触部には亜鉛の支圧強さを上回る支圧応力が作用していたためであり、亜鉛が塑性領域にあったためと考えられる。

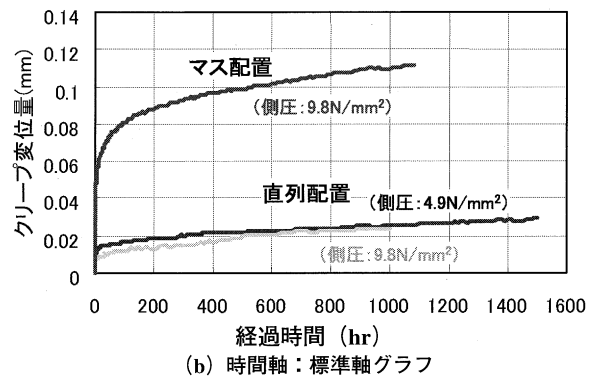
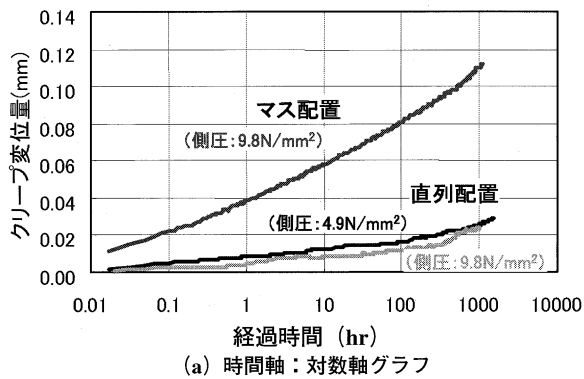


図-4 クリープ変位 (弾性変位は除く)

Fig.4 Displacement by creep

表-3 バンドすべり安全率

Table 3 Safty factor against slip

橋名	すべり安全率 ν	ボルト導入軸力
若戸大橋	4.0	25% 増し締め
関門橋	3.0	15% 軸力低下を考慮
平戸大橋	4.0	25% ばらつきを考慮
本四連絡橋	3.0	30% 軸力低下を考慮

(ケーブルバンド設計要領 (案) 昭和 53 年 3 月より)

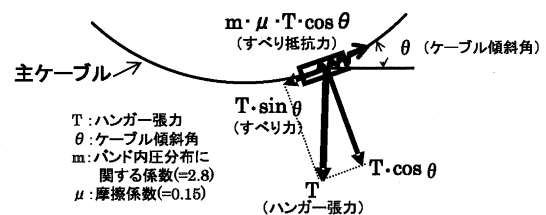


図-5 バンドのすべり力

Fig.5 Slip force

2.4 検討結果のまとめ

ボルトの軸力低下に関する検討結果は下記のとおりである。

- 1) ボルトの軸力低下は設計時の仮定より大きく、導入軸力の 50% 程度生じている。
- 2) ボルト軸力低下量の推定には、従来提案されていた予測式が適用できない。
- 3) クリープ試験 (直列配置・マス配置) の結果、下記の事項が判明した。
 - ① 軸力低下の要因は、亜鉛めっき鋼線のクリープ変位が主原因である
 - ② 上記のクリープだけでなく、そのクリープに伴う鋼線の再配列も影響する

3. バンドすべり安全性の検討

3.1 すべり安全率

バンドのすべり安全率は、ハンガー張力に対して表-3 に示すとおり設定されており、他の構成部材の安全性等を総合的に判断して決定されている。本四連絡橋ではすべり安全率 $\nu = 3.0$ である。

3.2 バンドに生じるすべり力

バンドのすべり力 ($T \cdot \sin \theta$) は、ハンガー張力 (T) とケーブル傾斜角 (θ) によって決定される (図-5)。

(1) ハンガー張力

ハンガーロープに生じる張力 T は、式 (1) となる。

$$T = T_D + T_L + T_T + T_E \quad (1)$$

ここで、 T_D : 死荷重による張力

T_L : 活荷重による張力

T_T : 温度変化の影響による張力

T_E : 製作・架設誤差による張力

実橋で自動車載荷により生じるハンガー張力は、設計基準の活荷重規定を適用して算出した張力とは異なる。そこで、自動車載荷により生じるハンガー張力の極限的な張力値を、自動車載荷を模したシミュレーション解析により算出した。その結果、シミュレーション解析による張力は、設計基準の活荷重規定による張力とほぼ同程度であった。

(2) ケーブル傾斜角

ケーブル傾斜角は、吊橋の幾何形状により決まる。すなわち、ケーブル傾斜角が小さい中央径間の中央付近や側径間の端部付近ではバンドに働くすべり力は小さい。

すべり安全率 $\nu = 1$ の極限的な状態を想定した場合、式 (2) におけるすべり力 ($T \cdot \sin \theta$) がすべり抵抗力 ($m \cdot \mu \cdot T \cdot \cos \theta$) より小さければ、バンドにすべりは生じない。

$$T \cdot \sin \theta < m \cdot \mu \cdot T \cdot \cos \theta \quad (2)$$

ここで、 m はボルト軸力の締め付け効果によるバンド内圧分布に関する係数 (理論値 π) であり、また μ は主ケーブルとバンド間の摩擦係数である。

すべり抵抗力は、バンドと主ケーブル間の摩擦力であるため、バンドを主ケーブルに押しつける力、すなわちボルト軸力の大きさによって、すべり抵抗力の大きさが左右される。

仮にボルトの軸力が 0 になった (ボルトの軸力管理を

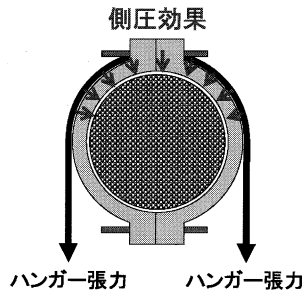


図-6 ハンガーロープによる側圧効果

Fig.6 Pressure effect by suspender rope

しない) 場合を想定した場合でも、少なくとも主ケーブルの上側半分には、主ケーブルを横架して掛けられているハンガーによって、バンドを主ケーブルに押しつける側圧効果(図-6)を見込むことができる。これは、ボルト軸力によるものと同様の効果である。

ここで、 $m = \pi/2$ 、 $\mu = 0.15$ 、すべりに対する安全率 $v = 1$ の条件で、すべりが生じない限界のケーブル角度 (θ deg) を算出すると下記となる。

$$\theta < \tan^{-1}(m \cdot \mu) = \tan^{-1}(\pi/2 \times 0.15) \approx 13.2 \text{ deg} \quad (3)$$

バンド取り付け部のケーブル傾斜角が 13 deg より小さい場合には、バンドにすべりは生じないこととなる。この角度 (13 deg) 以下となる範囲は、主ケーブルの形状を放物線(サグ比 1/10)と仮定した場合、中央径間のおよそ 58% を占めることとなる(図-7)。

3.3 すべり抵抗力

瀬戸大橋まで、バンドと主ケーブル間の摩擦係数 μ

表-4 摩擦係数 μ の実験結果 (鞍掛け方式)

Table 4 Experimental result of friction coefficient for saddle-type

	摩擦係数 μ	備考
本四公団実験	0.22~0.26	平行線ケーブル
関門橋模型実験	平均 0.174	〃
神鋼実験	0.20~0.22	〃
若戸実験	0.183, 0.161, 0.161	スパイラルロープ
Delaware Riv. Br.	0.2	平行線ケーブル
Köln-Rodenkirchen Br.	0.162	ロックドコイル

(ケーブルバンド設計要領(案)昭和53年3月より)

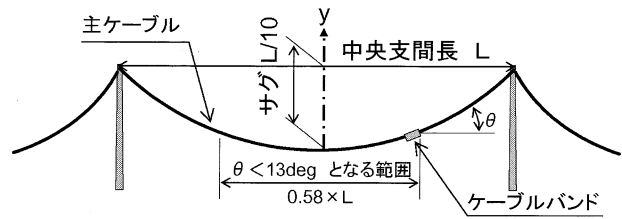


図-7 ケーブル傾斜角(鞍掛け方式)

Fig.7 Angle of cable inclination

は、過去の模型実験等(表-4)を踏まえて、 $\mu = 0.15$ としている。

また、明石海峡大橋および来島海峡大橋では、ハンガーロープを PWS とし、バンドの構造形式をピン定着方式(図-8)に変更したため、すべり耐力への影響を確認するためのすべり実験を実施している。その結果を表-5 に示す。摩擦係数は $\mu = 0.2$ 程度以上が確保されている。

3.4 検討結果のまとめ

バンドのすべり安全性に関する検討概要は下記のとおりである。

- 1) ハンガー張力は推定可能であり、すべり力は精度よく推定できる。
- 2) ハンガー張力による側圧効果が期待できる。ただし、バンド形式の違いについて検討が必要である。
- 3) バンド取り付け箇所のケーブル傾斜角によって、ボルト軸力管理の必要性の要否について選別が可能である。
- 4) 摩擦係数は、やや安全側の値ではあるが $\mu = 0.15$ は妥当と判断できる。

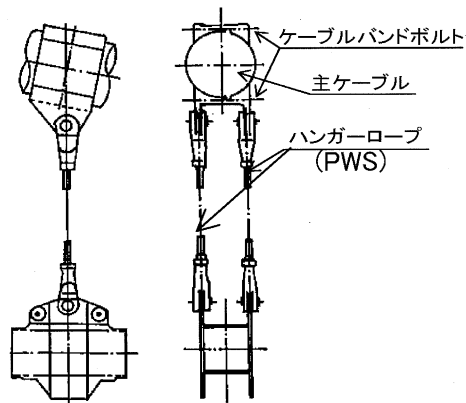
4. 今後の検討方針

下記に示すとおり、管理段階のボルト軸力低下量の評価とバンドすべり安全率を設定することによって、当面の維持管理手法を作成し、バンドの維持管理に反映させる。その後、実橋での検証結果等を踏まえて、バンドの合理的な維持管理手法を確立させるものとする。

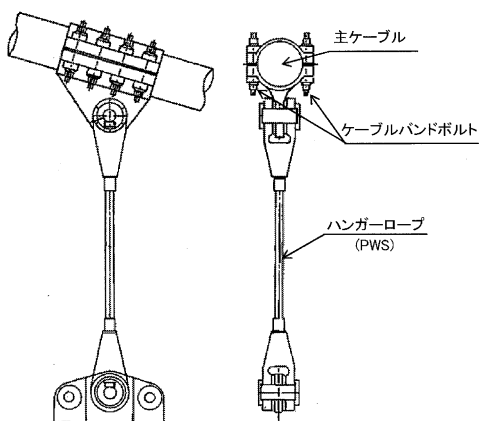
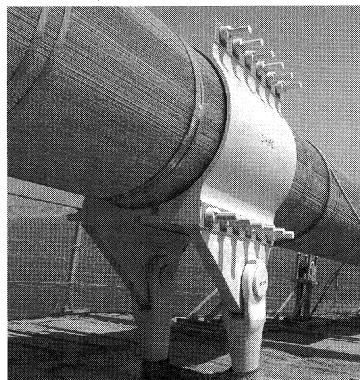
表-5 摩擦係数 μ の実験結果 (ピン定着方式)

Table 5 Experimental result of of friction coefficient for pin-connected type

橋名	ボルト軸力	ハンガー張力	摩擦係数 μ	備考
明石海峡大橋	導入軸力 (70%)	なし	0.22~0.24	平行線ケーブル
		あり	0.23~0.26	〃
	導入軸力 (100%)	なし	0.25~0.29	〃
		あり	0.27~0.28	〃
来島海峡大橋	導入軸力 (70%~100%)	なし	0.23~0.25	〃
		あり	0.16~0.23	〃



(a) 明石海峡大橋 (2本ハンガー)



(b) 来島海峡大橋 (1本ハンガー)

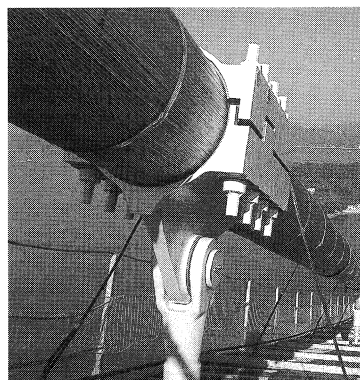


図-8 ピン定着バンドの概要

Fig.8 Pin-connected cable band

4.1 ボルト軸力低下量の評価

ボルト軸力低下量は、実橋での軸力低下量が導入軸力の40~50%程度であることを踏まえ、現時点では導入軸力の50%の軸力低下を見込むのが現実的と判断できる。

したがって、管理段階ではボルトの軸力低下量は50%を仮定して、バンドのすべり安全性を検討するものとする。なお、実橋での軸力測定データを蓄積することによって、軸力低下量およびその経時変化に関する再評価を継続するものとする。

4.2 バンドすべり安全率の検討

ボルトの再締め付け実施を判断する場合には、1) バンドに生じるすべり力が定量的に評価できること、2) 摩擦係数を安全側の値で設定していること、3) 主ケーブル防食法(ケーブル乾燥送気システム)の確立により腐食の懸念がないこと等を踏まえて、管理段階では設計時のすべり安全率 $v=3.0$ を低減可能と判断される。

したがって、管理段階におけるバンドのすべり安全率については、1) バンド形式の違いがすべり安全性に及ぼす影響の検討、2) 暴風時や地震時における安全性の確認等を踏まえて、今後設定する。

4.3 ボルト再締め付けの必要性および実施時期の検討

上記の検討結果およびケーブル傾斜角等を考慮して、ボルトの再締め付けが必要なバンドを選定するとともに、実施時期を設定する。

参考文献

- 1) 森山 彰, 大谷康史, 薄井稔弘: ケーブルバンドすべり安全性の検討, 土木学会第60回年次学術講演会, 2005.9
- 2) 森山 彰, 山田郁夫: ケーブルバンドすべり安全性の検討(その2), 土木学会第61回年次学術講演会, 2006.9

大鳴門橋の耐震補強対策検討

Study on seismic retrofit of the Ohnaruto Bridge

長大橋技術センター 耐震・基礎グループ リーダー 吉田 茂司
Shigeji Yoshida

長大橋技術センター 耐震・基礎グループ サブリーダー 真辺 保仁
Yasuhito Manabe

長大橋技術センター 耐震・基礎グループ サブリーダー 河藤 千尋
Chihiro Kawatoh



概要

大鳴門橋は多柱基礎、側塔、バックステイ径間を有する特殊な構造の吊橋であり、レベル2地震に対する耐震性照査の結果、損傷が供用性や復旧性に支障をきたす恐れがあることが明らかとなった。そのため、耐震補強3箇年プログラム内に耐震補強対策を完了させる計画としている。本報告は、大鳴門橋の上部構造を対象に耐震性能照査検討、その結果を受けての耐震補強対策をまとめたものである。

The Ohnaruto Bridge is a special type of suspension bridge that has multi-column foundation, side tower, back-stay span trussed girder. Based on the seismic verification of Level 2 earthquake ground motion, it was found that damage during the earthquake could not ensure the seismic performance (seismic serviceability and seismic reparability). For this reason, it was planned that seismic retrofit of the Ohnaruto Bridge will be completed within the 'seismic retrofit three years program'. This paper describes the seismic verification and seismic retrofit of superstructure of the Ohnaruto Bridge.

1. はじめに

1.1 概要

本四連絡橋の長大橋の耐震設計では、本四公団発行の耐震設計基準¹⁾において、南海地震のようなプレート境界型の大規模な地震は想定しているが、兵庫県南部地震のような大きな強度を持つ直下型地震については考慮されていなかった。

一方、平成17年3月国土交通省から発表された橋梁耐震補強3箇年プログラムにおいて、長大橋については専門的な解析を行い、その結果に基づき3箇年内に必要な措置を行うこととされた。海峡部長大橋の1つである大鳴門橋は四国と淡路島を結ぶ唯一の幹線道路を形成するものであり、近い将来発生が予想されている南海地震に対する安全性と緊急輸送道路としての機能が確保され

なければならない。大鳴門橋は多柱基礎、側塔、バックステイ（以下、BSと略す。）を有する特殊な構造の吊橋であり、耐震性照査の結果、損傷が供用性や復旧性に支障をきたす恐れがあることが明らかとなった。そのため、耐震補強3箇年プログラム内に補強を完了させる計画としている。本資料は、これら大鳴門橋の耐震性能照査検討、それを受けての耐震補強計画の概要をまとめたものである。

1.2 目標とする耐震性能

大鳴門橋は前述したとおり、四国と淡路島を結ぶ唯一の幹線道路を形成するものであり、レベル2地震時に安全性と緊急輸送道路としての機能が確保されなければならない。この安全性と緊急輸送道路としての機能確保を具体的には以下のように想定した。

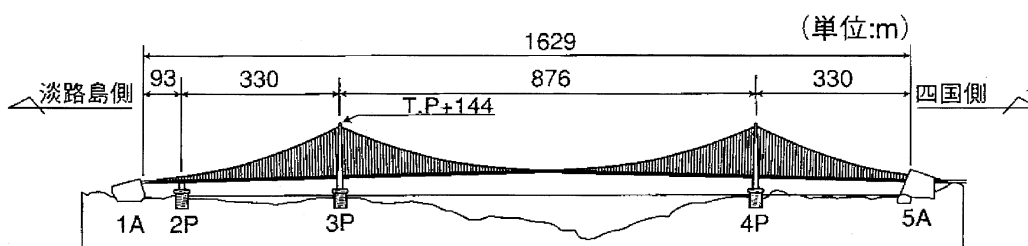


図-1 大鳴門橋一般図

Fig.1 General view of Ohnaruto Bridge

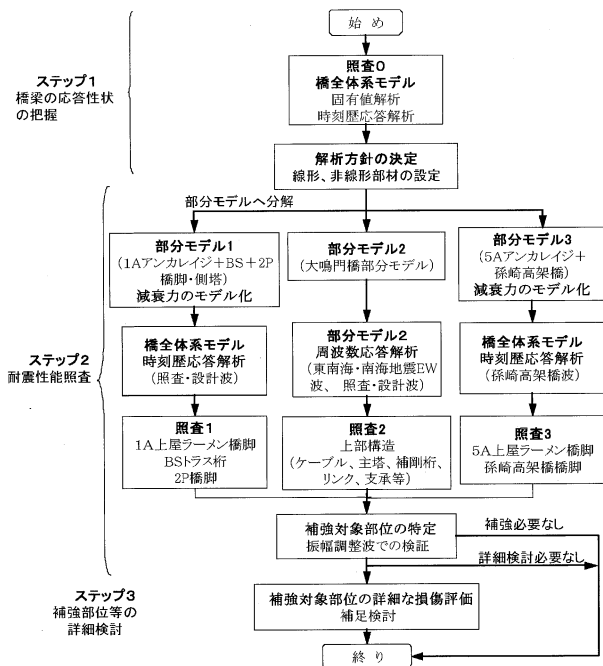


図-2 耐震照査のフロー

Fig.2 Procedure of seismic verification

安全性：最悪の事態である落橋、倒壊が生じない
機能確保（供用性、修復性）：

- ・緊急車両等は地震直後の点検、応急復旧により通行可能とする。
- ・恒久的な補修は時間がかかるものの、一般交通も走行制限を行いながら通行可能とする。

以上のような安全性、供用性、修復性の耐震要求性能を満たすようにするため、最初に現況の耐震性能を把握し、その結果耐震対策が必要な箇所については、すみやかに措置を講ずる計画としている。

2. 耐震性能照査

2.1 照査検討の流れ

吊橋構造では、対象とする部位により卓越する固有周期帯が大きく異なる。そのため、橋梁全体系をアンカレイジ部、本橋部の構造系に分け、それぞれの構造系に適した解析手法を用いて、補強対象部位の特定を行った。

図-2に耐震照査の流れを示す。ステップ1の解析は、橋全体系の応答特性の把握である。ステップ2では、3つの構造系に分け、補強対象部位の特定を行った。ステップ3は、補強対象部位の損傷程度の詳細な把握のため、新たな検討、評価を行った。今回、5A上屋道路桁の照査では孫崎高架橋が橋脚柱を共有するため、孫崎高架橋も同時にモデル化を行った。

2.2 入力地震動

耐震性照査に用いた地震動は、兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で観測された地震波を基盤（せん断弾性波

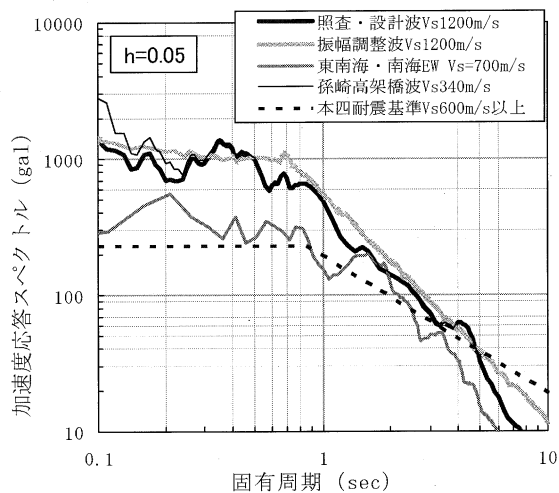


図-3 加速度応答スペクトル

Fig.3 Acceleration response spectra

速度 $V_s=2000$ m/s 程度) に戻した波 (以下、「JMA 神戸基盤波」と呼ぶ。) を基本とした。1A上屋、BS径間部の照査には JMA 神戸基盤波を大鳴門橋架橋地点の地盤である和泉層の砂岩地表面 ($V_s=1200$ m/s) に引き戻した地震波 (照査・設計波) を用い、5A上屋および孫崎高架橋の照査には孫崎高架橋架橋地点 ($V_s=340$ m/s 程度) に引き戻した地震波 (孫崎高架橋波) を用いた。

また、加速度応答スペクトルの0.1秒~1秒程度の応答のばらつきの影響を低減するため、加速度応答スペクトルで JMA 神戸基盤波をほぼ平均化し、フラットな特性を持たせた照査用振幅調整波を3波設定し、照査検証に用いた。

海洋プレート型地震 (レベル2 type I) の照査用地震動としては、中央防災会議が発表した東南海、南海地震を想定した地震波から加速度応答スペクトルの強度で比較し、東南海・南海地震動同時発生ケースのうち、東西 (EW) 成分を用いた。図-3に照査に用いた加速度応答スペクトルおよび本四耐震設計基準のスペクトルを示す。

2.3 解析モデルおよび部材のモデル化

照査ステップと対象とする部位に応じて解析モデルを使い分けた。表-1に照査ステップとその時に使用した解析モデルと解析方法を示す。基本となるモデルは橋梁全体系の3次元骨組みモデルとし、BS径間部は全ての部材をモデル化した。

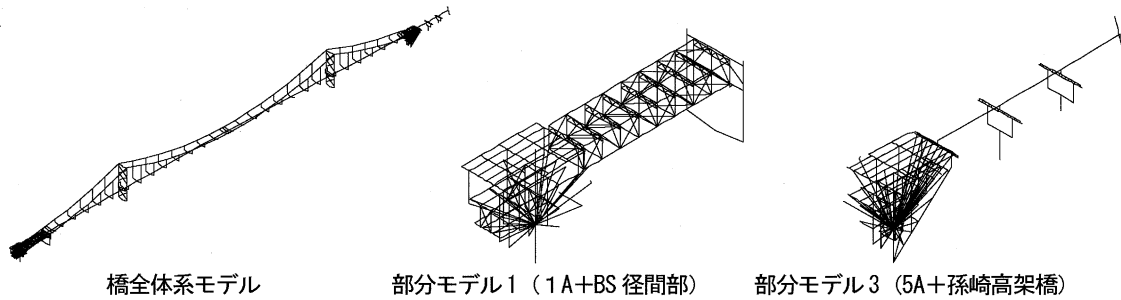
部分モデル1、3はそれぞれ橋梁全体系モデルから比較的短周期構造物である1Aアンカレイジ部・BS径間部、5Aアンカレイジ部・孫崎高架橋部を切り離したもので、その部分モデルを用いて固有値解析を行い、レーリー減衰を設定した。

部分モデル2は大鳴門橋本橋部であり、照査0で本橋部上部工は線形応答することが確認されていたこと、お

表一 照査ステップ毎の解析モデルと解析方法

Table 1 Analytical models and calculation methods

		減衰力のモデル化(固有値解析モデル)	動的解析(耐震性評価モデル)	要素特性
ステップ1	照査0	レーリー減衰(橋全体系モデル)	時刻歴応答解析(橋全体系モデル)	線形・非線形
ステップ2	照査1	レーリー減衰(部分モデル1)	時刻歴応答解析(橋全体系モデル)	線形・非線形
	照査2	ひずみエネルギー比例減衰	周波数応答解析(部分モデル2)	線形
	照査3	レーリー減衰(部分モデル3)	時刻歴応答解析(橋全体系モデル)	線形・非線形
ステップ3		レーリー減衰(BSトラス桁モデル)	時刻歴応答解析(BSトラス桁モデル)	非線形



図一4 解析モデルの例

Fig.4 Analytical models

よび既存のモデルからの転用で基礎のより正確なばね値である周波数応答ばねが使用できることから線形の周波数応答解析を行った。

使用ステップ3に用いるモデルはBS径間部のみを対象にファイバー要素によりモデル化したものである。

上部構造の主塔、補剛桁は線形はり要素とし、ケーブルについては圧縮に抵抗しない非抗圧部材とした。下部構造は橋脚については非線形はり要素、その他の部材は線形はり要素とした。

減衰定数は、上部構造はケーブル1%、補剛桁、主塔は2%、下部構造は線形部材5%、非線形部材2%とした。

2.4 照査結果

照査した結果、損傷が生じる地震波は照査・設計波と孫崎高架橋波であり、振幅調整波の再照査では損傷部位が拡大もしくは変わることは無かった。表一2に部材の損傷判定結果を示す。

解析結果では、上屋道路桁橋脚柱、BS径間部のトラス弦材および支承、ウインドタンク部が損傷すると推察された。補剛桁については、橋軸直角方向、鉛直変位が暴風時、活荷重時の変形量より十分小さいことから損傷なしと判断した。一方、表一3に補剛桁の橋軸方向の変位量を示すが、道路伸縮装置の設計移動量以内であり、補剛桁の主塔への衝突など、問題となることは無かった。

2.5 耐震対策の必要性の判定

照査結果とその損傷レベルの評価から耐震対策の必要

な部位と更に詳細な検討が必要な部位に分けた。

耐震対策が必要な部位は、せん断耐力不足および支承本体の破壊が予想されるものなど、地震応答値に対して部材耐力が不足しているものであり、これらは耐震補強設計を行うものとした。

更なる検討が必要な部位は、主として鋼構造の部位であるウインドタンク、BS径間部などであり、実構造のより正確な耐力・挙動評価を行うため詳細検討を実施するものとした。また、センターステイは降伏応力を超過するものの、破断には至らない結果となったが、破断耐力に近い応答値が出ていることなどから、ケーブルが破断した場合の影響も調べた。これらの結果は次章に示す。

3. 耐震性の詳細検討

3.1 ファイバーモデルによる検討

骨組み解析の結果でBS径間は、上下弦材を始め、多くの部材で座屈耐力不足等となった。しかし、骨組みモデルでは鋼床版道路桁をモデル化していないこと、トラス本体は線形部材としていることなどから、これらの解析上の不足を補うためファイバーモデルによる解析を実施し、耐震性の再検証を行った。

ファイバーモデルでは材料非線形性、軸力変動を考慮し、部材断面を2方向にファイバー要素(3次元ファイバーモデル)とすることで2軸曲げの影響も考慮した。鋼床版はシェル要素として正確な剛性評価を期待し、また1つの部材を4分割して座屈モードが表現出来るようにし、幾何学的非線形性も考慮できる解析とした。

表一2 骨組み解析モデルによる部材損傷の1次判定

Table 2 Calculated results of seismic verification

構造部材		耐震安全性の評価	損傷の有無	判定
ケーブル	主ケーブル	許容応力度以下	損傷なし	
	ハンガーロープ	許容応力度以下	損傷なし	
	ステイケーブル	破断応力度以下	損傷なし	
補剛桁		暴風時、活荷重変形量以下	損傷なし	
1 A	上屋道路桁橋脚柱	せん断耐力不足	損傷	要対策
BS 径間	トラス桁	座屈、引張耐力不足	損傷	詳細検討
	鋼製支承(線支沓)	構成部品強度不足	損傷	要対策
	鋼製支承(ピン沓)	構成部品強度不足	損傷	要対策
2 P 側塔	橋脚	許容応答値以下	損傷なし	
	側塔	部材不安定、耐力不足	損傷	要対策
	鋼製支承(ピボット沓)	部材強度以下	損傷なし	
	エンドリンク	設計軸力以下	損傷なし	
	ウインドタンク	設計荷重超過	損傷	詳細検討
3 P・4 P主塔	主部材	耐力、安定性確保	損傷なし	
	タワーリンク	設計軸力以下	損傷なし	
	ウインドタンク	設計荷重超過	損傷	詳細検討
5 A	上屋道路桁橋脚柱	せん断耐力不足	損傷	要対策
	ウインドタンク	設計荷重超過	損傷	詳細検討
孫崎 高架橋	橋脚	せん断耐力不足	損傷	要対策
	鋼製支承(BP沓)	構成部品強度不足	損傷	要対策

図-6に解析結果を示す。骨組み解析では耐力不足となっていた上下弦材、上下横構などのうち、上下横構は端部下横構以外、すべて降伏耐力以内に収まり、大幅に応答値が減少した。これは、床版の剛性の寄与によるものが大きいと推察される。部材の照査については日本鋼構造協会の提案式²⁾に基本的に準拠し、また実構造物の状況を総合的に勘案して判断した。これにより主構下弦材端部、主横トラス対斜材および下横構の一部などが降伏応力を超える応答となったが、超過箇所、超過ひずみ量などがわずかであることから補強の必要無しとした。

トラス本体支承および鋼床版支承については、構成部材毎に照査したが、応答値が材料強度以上となったため、耐震対策が必要と判断した。

3.2 ウインドタンクの耐荷力解析

ウインドタンクの照査一覧を表一4に示す。1次判定で設計荷重との比較を行ったところ、6箇所のうち、4箇所で設計荷重を超過した。しかし、実際の構造物が保持している耐力は設計荷重以上であることから、ウインドタンクとそれを受ける補剛桁部についてFEMモデルを作り、耐荷力の評価を行った。図-7に主塔部のウインドタンクの解析例を示す。FEM解析で得られたウインドタンク部の変位-荷重曲線から、地震時応答値が弾

表一3 補剛桁橋軸方向移動量

Table 3 Guider displacement of longitudinal direction

部位	最大移動量				設計移動量		照査	
	東南海・南海地震		照査・設計地震		+	-		
	+	-	+	-				
2 P	46	-42	101	-91	300	-300	OK	
3 P	側径間側	88	-86	168	-156	450	-450	OK
	中央径間側	228	-253	170	-184	740	-740	OK
4 P	中央径間側	236	-259	173	-187	740	-740	OK
	側径間側	77	-78	167	-161	450	-450	OK
5 A	34	-37	81	-75	300	-300	OK	

移動量+ : 1 A 方向変位 - : 5 A 方向変位
設計移動量 : 道路伸縮装置の設計伸縮量

性域にある場合は、その時の変形量を照査した上で耐震対策の有無を判断した。その際、ウインドタンク部の損傷による橋軸直角方向変位は、タワーリンク、エンドリンクの橋軸直角方向変位にはほぼ等しくなる。そのため橋軸直角方向の変形を原則許容しないリンク類の変形量を検討する必要がある。設計基準にはリンク部の許容変形量は明確に規定されていないため、リンク本体、ピン部品等との幾何学的な干渉程度、弾性変形可能量などを類推した。また、想定外の損傷によりエンドリンクが崩壊し、外れた場合の補剛桁端部の変形量、他の部材への影響を調べたが問題とはならないと判断した。そして検討の結果、ウインドタンク部の補強は不要と判断している。

3.3 センターステイ破断の影響

照査結果によると、ステイケーブルはセンターステイ、サイドステイともに降伏するが破断には至らないとの結果となった。本橋設計時にはステイケーブルは地震時に破断させない設計となっているが、今回の解析ではステイケーブルに破断応力の80~90%の応力が生じていること、モデルを簡素化しているなどから、破断する可能性も否定出来ないと判断した。そのため、ステイケーブルが破断した場合を想定し、ステイケーブルが無い場合の解析を行い、その影響を調べた。

解析結果は、主塔を含めた橋体の各部の変形、断面力はステイケーブルが無い場合に大きくなる傾向にあった。しかし、ステイケーブルが未破断時と比べ、新たな耐震補強箇所が生じることは無かった。そのため、ステイケーブルについては、万が一破断したとしても、橋梁全体系には致命的な損傷を与えることは無いと考え、耐震対策は不要と判断した。

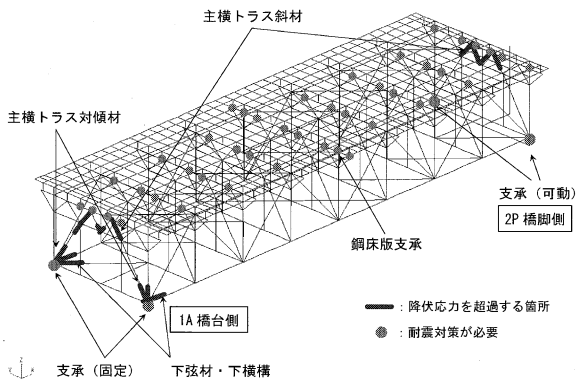


図-6 ファイバーモデルによる解析結果

Fig.6 Calculated results of using Fiber model

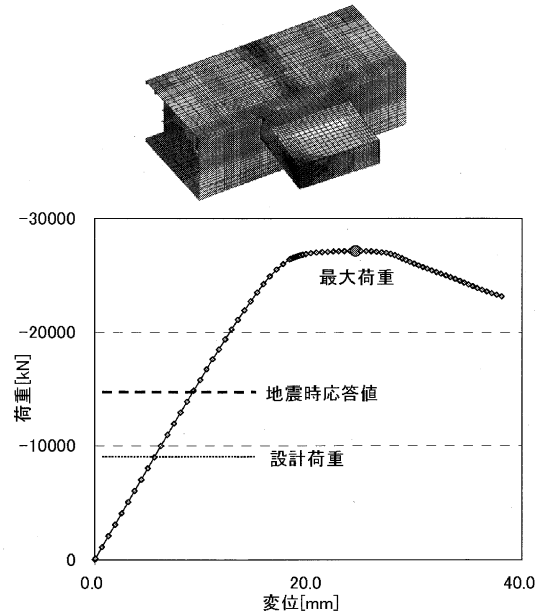


図-7 FEM 解析モデルと解析結果例
(4P 主塔側径間ウインドタング)

Fig.7 FEM model and result
(4 P tower side-span wind tongue)

表-4 ウインドタングの照査一覧

Table 4 Results of seismic verification of wind tongues

		側径間		中央径間		側径間		
		2 P	3 P	4 P		5 A		
1次判定	A. 設計荷重(暴風時) (kN)	9316	9316	18142	18142	9316	9316	
	B. 応答値(L2地震時) (kN)	14671	14697	11242	13394	12473	14594	
	判定	B/A	1.57	1.58	0.62	0.74	1.34	1.57
	評価		×	×	○	○	×	×
2次判定	凸側 (タング)	構造形式	RC製 ブロック	鋼製突起	鋼製突起	鋼製突起	鋼製突起	鋼製 ブロック
		耐荷力(ピーク時) (kN)	18091	27000	部材の設計荷重以内 問題無し		27000	50000以上
		予想変形量(δ1) (mm)	-	8			7	2
		構造の状態	弾性域	弾性域			弾性域	弾性域
	凹側 (桁端部)	構造形式	下弦材 ブラケット	上弦材 開口型			上弦材 開口型	下弦材 ブラケット
		耐荷力(ピーク時) (kN)	15487	53998	53998	15487		
		予想変形量(δ2) (mm)	11	8	7	11		
		構造の状態	一部塑性	弾性域	弾性域	一部塑性		
地震時予想変形量(=δ1+δ2) (mm)		11	16	14	13			
性能照査	構造安全性、使用性	○	○	◎	◎	○	○	

4. 耐震補強計画

4.1 概要

耐震照査の結果から耐震補強設計案を以下にまとめた。表-5、図-8に耐震対策が必要とされる箇所の一覧を示す。耐震対策箇所を分類すると以下ようになる。

- 1) 1A、5A 上屋道路橋脚柱のせん断補強
- 2) BSの支承耐力不足に伴う変位制限構造・段差防止工

等の設置

- 3) BSの道路桁支承耐力不足に伴う変位制限構造の設置
- 4) 2P側塔の座屈耐力不足等に伴う基部、横梁の補強

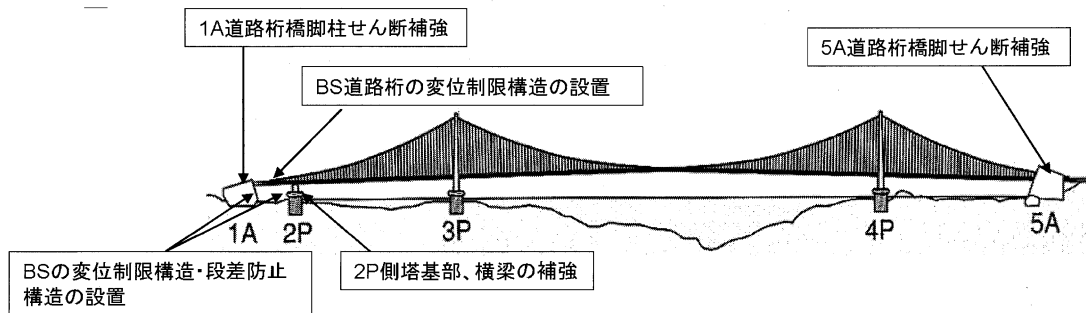
4.2 上屋道路桁柱のせん断補強

1A アンカレイジでは2つのラーメン脚の計4本の柱、5A アンカレイジでは、1ラーメン脚の2本の柱に対してせん断補強が必要となった。RC巻き立て工法、鋼板

表一5 耐震対策が必要とされる部位

Table 5 Measures for seismic retrofit of structural members

構造部材		損傷方向	部材の状態	耐震対策	
鋼	2P	側塔	橋軸直角	基部や水平梁に局所的な損傷を生じる	部材補強
RC	上屋ラーメン橋脚柱	1A	橋軸直角	せん断耐力の不足により脆性的な破壊を生じる	せん断補強
	橋脚	5A	橋軸／橋軸直角		
支承	BS 径間	道路桁支承 (固定、可動：線支承)	橋軸／橋軸直角	支承本体の破壊により桁が沓座から脱落する等、緊急輸送路として使用性が損なわれる可能性がある。	変位制限構造・落橋防止システムの追加設置等
		トラス桁支承 (固定：ピン支承)			
		トラス桁支承 (可動：ピンローラー沓)	橋軸直角		
	孫崎高架橋	鋼製支承 (固定：BP 沓)	橋軸		



図一8 耐震対策箇所一覧

Fig.8 Measures for seismic retrofit

巻き立て工法、炭素繊維巻き工法の3工法について、施工性、概算費用で検討した結果、1A、5Aともに炭素繊維巻き工法を採用した。図一9に1例として1A上屋ラーメン橋脚柱のせん断補強範囲を示す。

4.3 バックステイ径間部の耐震対策

BSは死荷重反力が大きい(死荷重 $R_d = 16210 \text{ kN}$)ことから、落橋防止システムの計画は以下のように考えた。

- 1) 落橋防止構造の設計水平力を道路橋示方書³⁾に従い算出すると大きな値となり、この水平力に対してPCケーブル等に対応する場合などを想定すると、下弦材への取り付け部などの補強設計が実質困難となる。一方、けたかかり長は必要長さの2倍程度あり、落橋防止構造の設置が困難な場合において、確保すべきけたかかり長の目安とされている1.5倍を上回っているため、落橋防止構造は設置しないものとした。
- 2) 変位制限構造の設計水平力については、道路橋示方書で規定される値を動的解析値が上回っていることから、動的解析値で設計する。
- 3) 支承高さが1m程度あるため、支承破壊時の路面の段差が予想されるため、段差防止工を新たに設置する。

以上の条件から、図一11に示すようなせん断ストッパー形式の変位制限構造を基本に細部検討を行っている。

一方、鋼床版支承は線支承形式であり、下沓とベースプレート溶接部の耐力が不足する結果となっている。支承破壊時に生じる段差は小さいと考えられるが、鋼床版の剛性の寄与でBS径間の耐震性が確保されることから支承部を損傷させないものとした。現在、変位制限構造として鋼床版縦桁と横トラス上弦材にブラケットを取り付け、その間をピンで連結し、ピンのせん断で抵抗する構造など各種構造案を検討している。

4.4 2P側塔部の補強

2P側塔は鋼製のピボット沓で支持された鋼製ラーメン形式となっている。基部は地震時に純圧縮状態にあり、所要の断面が足りない状態となっている。そのため、図一12に示す部位にリブ等に追加設置し、断面を増す補強を予定している。横梁部は、引張は断面不足、圧縮は板パネルが座屈すると判定された。この部位は横梁の内部からリブ間に追加リブを設置する補強を予定している。



図-9 1A 上屋道路桁橋脚柱のせん断補強

Fig.9 Carbon fiber sheets jacketing of 1A anchorage shed pier

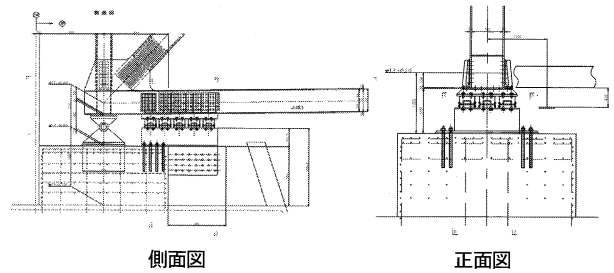


図-11 バックステイ径間変位制限構造 (案)

Fig.11 Structure limiting excessive displacement of backstay span (tentative)

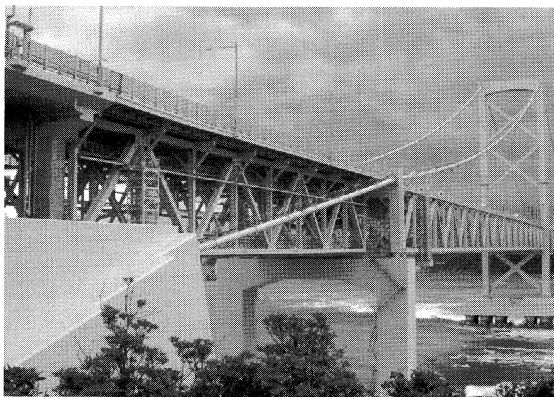


図-10 大鳴門橋 BS 径間

Fig.10 Backstay span of Ohnaruto bridge

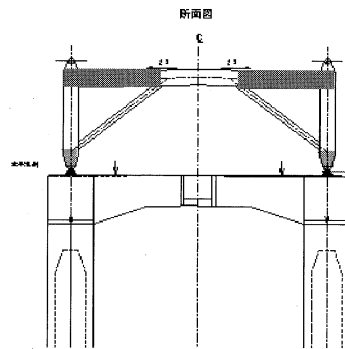


図-12 2P 側塔耐震対策部位

Fig.12 Seismic retrofit of 2P tower

5. おわりに

大鳴門橋について耐震性能検討を行い、損傷箇所を特定し、損傷が生じると判断される箇所については、耐震補強の検討を行った。今回の検討結果をもとに、平成19年度に耐震補強工事が実施される予定となっているが、今後、本報告で記述した補強方法、箇所等については、現在も細部構造を検討中であり、補強方法等に変更が生じる可能性がある。詳細構造、耐震補強工事については、別途報告したいと考えている。

謝辞

大鳴門橋の耐震性能照査、耐震補強については、本四

耐震補強委員会(委員長：家村浩和京都大学大学院教授)にて審議いただき、各委員からは貴重な意見を頂いている。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，pp 2-3，1977.3
- 2) 宇佐美勉編著／(社)日本鋼構造協会編：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，pp 38～43，2006.9
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V，pp 273，2002.3

明石海峡大橋の動態観測データを用いた 振動特性同定手法の検討

Study on a dynamic characteristics identification by bridge monitoring data of the Akashi-Kaikyo Bridge

長大橋技術センター

耐風・構造グループ
サブリーダー

楠原 栄樹

Shigeki Kusuvara



概要

長大橋の設計や維持管理において、振動特性を把握することは非常に重要な項目であり、本州四国連絡橋を始めとする多くの長大橋で、実橋振動試験が実施され振動特性の把握が試みられている。しかしながら、明石海峡大橋は従来の実績を大きく越える規模の橋梁であるため、通常の起振機での実験は困難であったことから、実橋振動試験は実施されていない。

そこで、明石海峡大橋の振動特性を把握するため動態観測設備を配置して、設計検証や健全度評価等に関する検討を実施しているが、動態観測データによる振動特性の同定手法についての検討において、比較的精度の高い結果が得られたので報告する。

It is very important to clarify the dynamic characteristics of bridge in the design and maintenance of a long-span bridge. In order to identify the dynamic characteristics of bridges, field vibration tests were carried out at many long-span bridges, including the Honshu-Shikoku Bridges. However, there was no machine for field vibration test of the Akashi Kaikyo Bridge when it was completed.

This paper describes an identification method of dynamic characteristics by using the field monitoring data of the Akashi Kaikyo Bridge.

1. まえがき

長大橋の振動特性（固有振動数、構造減衰）は、耐風設計や耐震設計の結果に大きな影響を与える要因の一つであり、それぞれの橋梁の振動特性を把握し、設計条件と比較することにより構造物の安全性を確認することができる。そのため、多くの長大橋では完成時点において、実橋振動実験が実施されている¹⁾。

世界最大の吊橋である明石海峡大橋は、従来の規模を大幅に越える構造物のため、起振機による実橋振動実験は困難であると判断された。一方、明石海峡大橋の設計にあたっては未知の多く項目に対し仮定を設けており、それらを検証することを目的として動態観測設備が設置されている²⁾。過去の動態観測データに対する検討で、固有振動数については、強風時の橋体応答のスペクトル解析結果より、実橋の振動数が設計時に想定した値とほぼ一致することが確認されている³⁾。しかし、構造減衰については、動態観測データより減衰波形が直接得られないことから、把握できない状況であった。

近年、構造物の減衰特性を常時微動データ等を用いて同定する手法の検討が進められており^{4),5)}、明石海峡大橋においても、動態観測データを利用した振動特性の同定手法に関する検討を実施した。その結果、比較的精度よく振動特性が把握できるようになったので、その検討内容と明石海峡大橋の振動特性について報告する。

2. 振動特性の同定手法

構造物が自由振動する場合、その構造物の自由度に応じた固有振動モードでのみ振動することから、着目する固有振動モードに対して有意な情報を抽出することにより、その特性を明らかにすることが可能となる。これまで実施されてきた実橋振動実験も、着目する振動モードで強制的に振動させることにより、有意な情報を容易に抽出するため手法の一つである。しかし、振動実験を実施しなくても構造物は常に微小な振動をしていることから、それらのデータから必要な情報を抽出するための様々な手法が研究されている。

長大橋のような多自由度の構造に対して精度の高い振動特性の推定を行うためには、できるだけ多くの点における振動データが必要となるが、明石海峡大橋に設置しているセンサー（GPS、速度計、加速度計）の位置は固定であることから、低次の振動モードの同定を目的として、RD (Random Decrement) 法⁶⁾とERA (Eigensystem Realization Algorithm) 法⁷⁾を適用することとした。

2.1 RD法

RD法は、様々な振動成分を含む1自由度振動系の応答波形（式(1)）を重ね合わせると、主要振動成分以外の成分（ノイズ）が打ち消されるため、結果として1自由度系の自由振動応答が抽出される手法（式(2)）であ

る。RD法の処理のイメージを図-1に示す。

$$z(t) = z^{(0)}(t) + z^{(1)}(t) \quad (1)$$

$z^{(0)}(t)$: 自由振動波形

$z^{(1)}(t)$: ノイズ

$$\begin{aligned} x(t) &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i(t) \\ &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i^{(0)}(t) + \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i^{(1)}(t) \\ &\approx z^{(0)}(t) \end{aligned} \quad (2)$$

2.2 ERA法

ERA法は、多点多自由度の同定手法として提案されており、以下の手順により計算される。

橋体の振動を、式(3)に示す状態方程式と式(4)に示す観測方程式で表現すると、そのインパルス応答は式(5)により表される。

$$x(k+1) = Ax(k) + Bu(k) \quad (3)$$

$$y(k) = Cx(k) \quad (4)$$

$$Y(k) = CA^{k-1}B \quad (5)$$

ここに、 x は状態ベクトル($n \times 1$)、 u は入力ベクトル($m \times 1$)、 y は出力ベクトル($p \times 1$)であり、行列 A 、 B 、 C の大きさはそれぞれ($n \times n$)、($n \times m$)、($p \times n$)となる。

次に、橋体応答データである $Y(k)$ を($r \times s$)だけ並べた一般化ハンケル行列(式(6))を作成し、式(7)の関係を利用して特異値分解を行う。

$H_{rs}(k-1)$

$$= \begin{bmatrix} Y(k) & Y(k+l_1) & \cdots & Y(k+l_{s-1}) \\ Y(j_1+k) & Y(j_1+k+l_1) & \cdots & Y(j_1+k+l_{s-1}) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ Y(j_{r-1}+k) & Y(j_{r-1}+k+l_1) & \cdots & Y(j_{r-1}+k+l_{s-1}) \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$H_{rs}(0) = V_r W_s = PDQ^T \quad (7)$$

ここに、 $j_i (i=1, \dots, r-1)$ 、 $l_i (i=1, \dots, s-1)$ は任意の整数であり、行列 $P (rp \times n)$ と行列 $Q (ms \times n)$ は、いずれもその列が互いに直交し、行列 D はその対角要素に特異値($d_1, d_2, \dots, d_n (> 0)$)を有する対角行列である。

式(3)、式(4)で表されるシステムの最小次数で成り立つためには、式(8)の条件を満たす必要があり、行列 \bar{A} の固有値解析結果より、系のモード円振動数(ω)及び減衰比(ξ)は式(9)により求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{A} &= D^{\frac{1}{2}} P^T H_{rs}(1) D Q^{\frac{1}{2}} \\ \bar{B} &= D^{\frac{1}{2}} D^T E_m^T \\ \bar{C} &= E_p^T P D^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

$$\left. \begin{aligned} \omega &= \frac{1}{\Delta t} \sqrt{\text{Re}(\ln \lambda)^2 + \text{Im}(\ln \lambda)^2} \\ \xi &= \frac{-\text{Re}(\ln \lambda)}{\sqrt{\text{Re}(\ln \lambda)^2 + \text{Im}(\ln \lambda)^2}} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

ここに、 E_m^T 、 E_p^T は単位行列と零行列から構成される行列、 Δt はデータのサンプリング間隔である。

3. 解析対象データ

明石海峡大橋の動態観測システムは10分間平均風速15 m/sとなった場合に時系列データを保存するようになっているが、構造減衰を算出するためには、風の影響を極力排除する必要がある。そのため、天気予報により平穏であることが予想された2002年2月1日~2日について風速のトリガー値を0 m/sとして連続したデータの取得を行った。また、有風時の空力減衰の算出も試みるため、ERA法については、過去の台風通過時のデータのうち橋軸直角方向からの風向データも解析の対象とした。

なお、RD法とERA法では、データの処理方法が全く異なることから、それぞれ表-1、表-2に示す期間

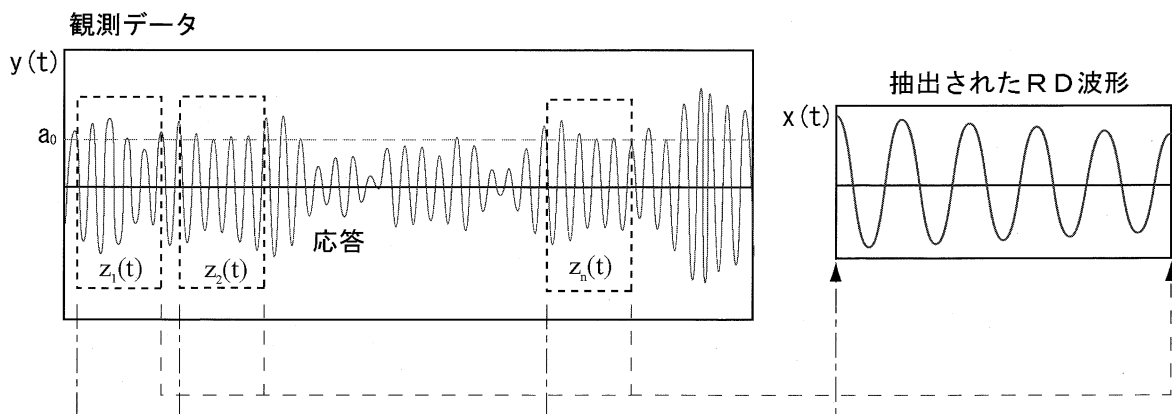


図-1 RD法による信号処理のイメージ

Fig.1 Image of Random Decrement Technique

表-1 解析対象の観測データ (RD 法)

Table 1 Monitored Data for Analyses (RD)

ケース	年/月/日	時間	平均風速 (m/s)
1-1	2002/02/01	01:40-03:20	1.5
1-2		03:20-05:00	1.2
1-3		05:00-06:40	1.1
1-4		07:30-09:10	2.2
1-5		09:10-10:50	1.9
1-6		10:50-12:30	3.4
1-7		12:30-14:10	4.6
1-8		16:20-18:00	2.0
1-9		18:00-19:40	1.9
1-10		19:40-21:20	1.5
1-11		21:20-23:00	2.7
1-12		23:10-00:50	3.5
1-13	2002/02/02	00:50-02:30	5.5
1-14		02:30-04:10	3.9
1-15		04:10-05:50	5.3
1-16		10:30-12:10	3.3
1-17		12:10-13:50	5.3
1-18		18:10-19:50	4.7

表-2 解析対象データ (ERA 法)

Table 2 Monitored Data for Analyses (ERA)

ケース	年/月/日	時間	平均風速 (m/s)
2-1	2002/01/26	04:26-04:56	4.3, 4.6, 5.4
2-2	2002/01/25	09:26-09:56	5.1, 6.3, 6.4
2-3		08:56-09:16	5.5, 5.5
2-4		10:26-10:36	6.7
2-5		11:16-11:26	6.8
2-6		10:16-10:26	7.3
2-7	1999/02/03	07:50-08:00	15.0
2-8	1999/01/29	01:50-02:00	16.6
2-9	1999/02/03	06:50-07:00	18.1
2-10	1999/12/07	00:00-00:10	20.1
2-11	1998/09/22	13:53-14:03	26.2
2-12		14:33-14:43	28.4
2-13		14:03-14:23	32.0, 33.1

ケース 2-1、2-2、2-3、2-13 については 10 分毎の平均風速を記載

の観測データを解析対象データとし、中央径間 $L/2$ 点の速度計、GPS と中央径間 $3L/4$ 点の速度計のデータを使用した。

4. RD 法による解析結果

4.1 事前処理

RD 法の適用は無風に近い状態における常時微動データを対象としたが、このデータには目的とする主要な低次モード（ここでは、鉛直対称 1 次、2 次、水平対称 1 次、ねじれ対称 1 次の 4 モード）が含まれているため、事前に観測波形をスペクトル解析し、目的とするモードの周波数域を確認した後、バンドパスフィルタを施した

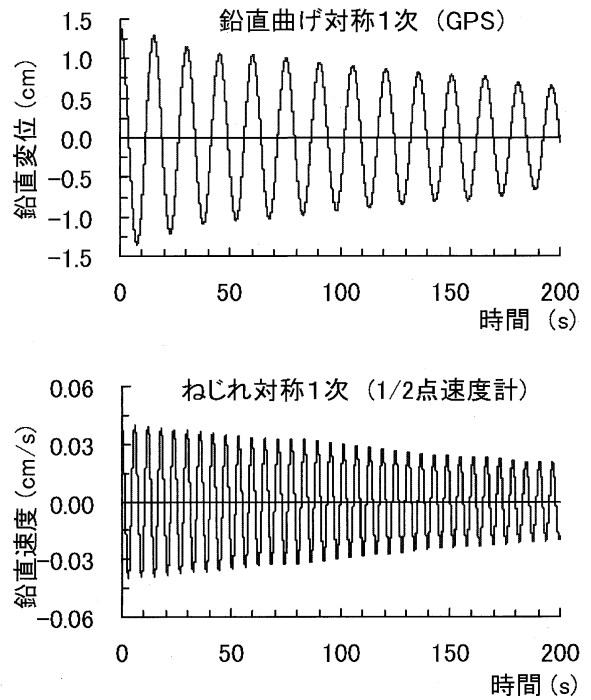


図-2 抽出された RD 波形 (ケース 1-3)

Fig.2 Extracted RD Signal (Case 1-3)

データを使用した。重ね合わせを行う際の初期値 (a_0) は、振動波形の標準偏差とし、波形の時間 (τ) は 200 秒とした。また、重ねあわせの回数は、処理するデータの時間単位を 100 分としたため、初期値 (a_0) の値により 1000 回~2000 回の重ね合わせが可能であった。抽出された RD 波形の一例を図-2 に示す。

4.2 解析結果

表-1 に示す 18 ケースに対して実施した目的とする主要な低次モードの固有振動数及び構造減衰の同定結果を図-3、図-4 に示す。

固有振動数については、ケース間のバラツキが非常に小さく、設計段階における解析値にはほぼ等しい値となることが確認された。一方、構造減衰については、変動係数 (=標準偏差/平均) が 30~50% となっており、かなり大きなバラツキを示す結果となった。しかしながら、設計基準において定める構造減衰 (鉛直、水平で $\delta=0.03$ 、ねじれで $\delta=0.02$) を、ねじれの一部のデータを除き、概ね上回ることが確認された。

5. ERA 法による解析結果

5.1 事前処理

ERA 法は多自由度同定手法であるため、1 回の解析で複数のモードが同定可能であるが、解析に着手した段階で結果にバラツキが生じることが確認されたため、RD 法と同様に対象とする振動モードの振動数に対するバンドパスフィルタを施した振動波形を用いた解析を実施す

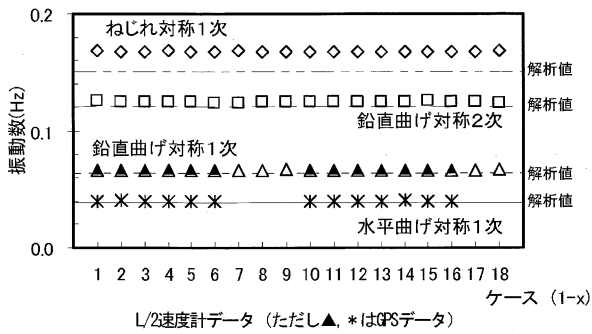


図-3 固有振動数の同定結果 (RD法)

Fig.3 Results of Identified Natural Frequency (RD)

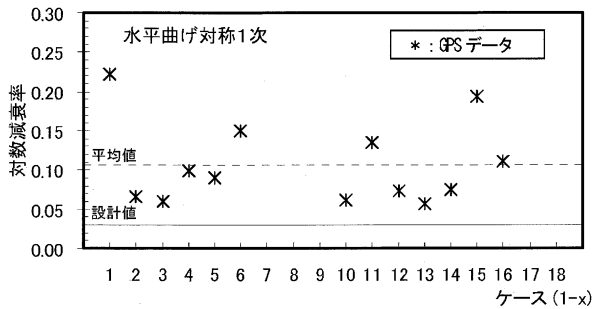
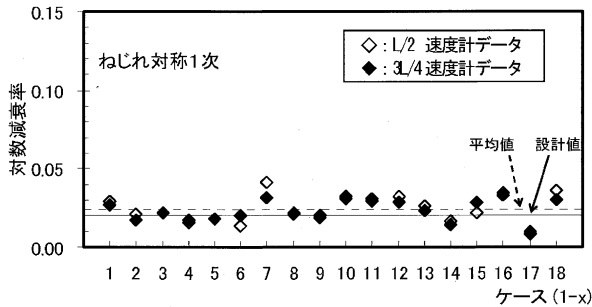
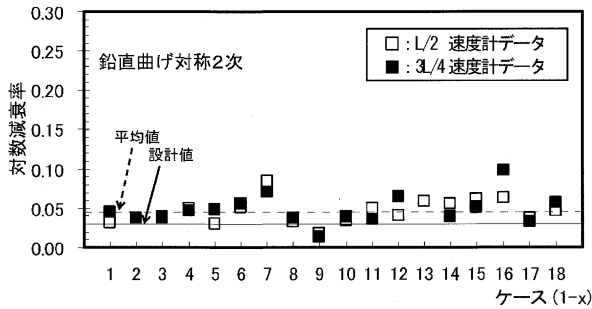
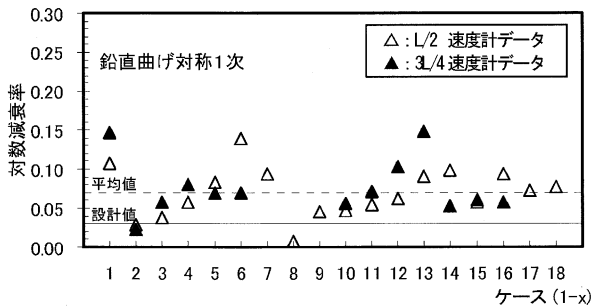


図-4 構造減衰の同定結果 (RD法)

Fig.4 Results of Identified Damping (RD)

ることとした。これは、多自由度同定手法であるERA法の趣旨に反するものであるが、本検討において対象とするモードは限られており、精度の高い結果を得るためには有効な手段であると考えられる。

また、ハンケル行列の構成に使用する振動波形は、NExT (National Excitation Technique) 法により中央径間 $L/2$ 点と $3L/4$ 点の速度計のデータの自己相関および相互相関を取るにより生成した (図-5)。したがって、本解析で対象としたモードは、鉛直モード (対称1次、2次、逆対称1次) とねじれモード (対称1次、逆対称1次) である。

5.2 解析結果

固有振動数の同定結果は、RD法による結果と同様に設計段階における解析値とほぼ一致しており、今回のデータに限っては風速の上昇に伴う振動数の変化は確認されなかった (図-6)。

構造減衰の同定結果は、図-7に示すとおり、RD法に比べバラツキは小さくなったが、まだ解析結果のバラツキが残っている状況である。また、通常は風速の上昇に伴い空力減衰が付加されるため、解析値は大きくなるのが予想されたが、実際の結果は風速の増大に対してもあまり変化しておらず、より精度を向上させる必要があることが確認された。

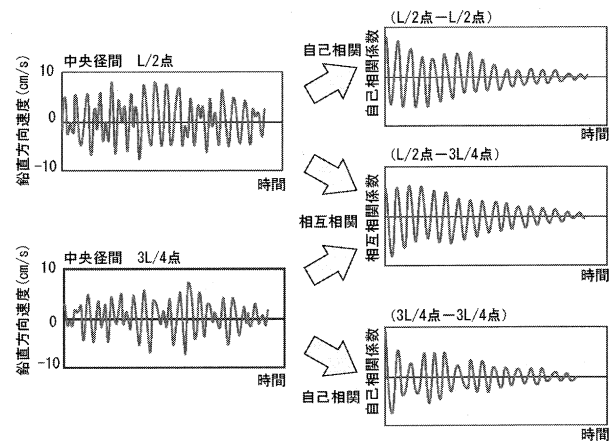


図-5 自由振動波形の生成 (NExT法)

Fig.5 Free Vibration Signals by National Excitation Technique

5.3 ウェーブレット解析の適用

橋体の応答は図-1の元波形にも示すとおり非定常性を有していることから、観測された波形に一定の比率で目的とする振動モードの波形が常に含まれているとは限らない。そこで、時間に依存する周波数特性を把握することができるウェーブレット解析⁷⁾を観測波形に対して実施した。その結果、図-8に示すとおり、時間帯により目的とする振動モードの強度 (図中の濃い部分) が変化することが確認された。その傾向は強風時データであるケース2-13の方が大きく現れていることから、前述

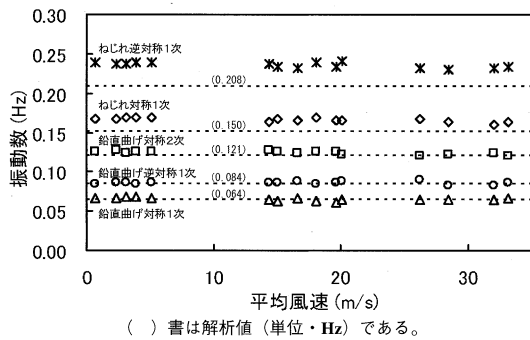


図-6 固有振動数の同定結果 (ERA 法)

Fig.6 Results of Identified Natural Frequency (ERA)

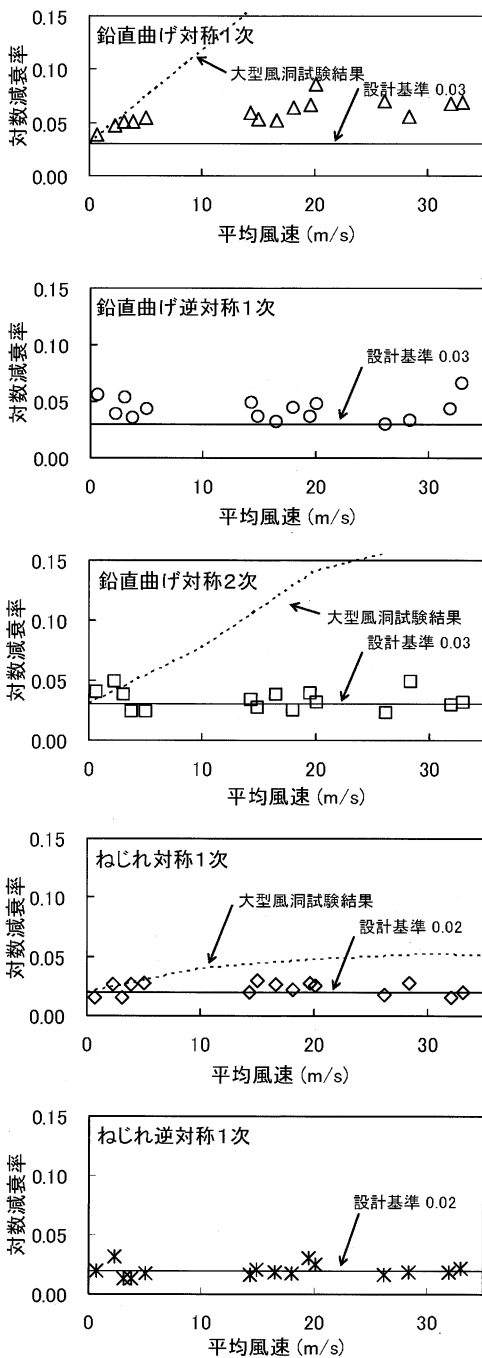


図-7 構造減衰の同定結果 (ERA 法)

Fig.7 Results of Identified Damping (ERA)

の風速に伴う減衰の増加が現れなかったものと考えられた。そこで、ウェーブレット解析により、対象とする振動モードの影響が大きい時間帯のデータを抽出 (WS: ウェーブレットスクリーニング) し、ERA 解析を実施した。

解析結果は、図-9 に示すとおり、バラツキが大幅に軽減され、風速の増大に伴う減衰の増加の状況も大型風洞試験結果や準定常理論に近い値を示しており、明石海峡大橋の振動特性を精度良く推定することが可能となった。

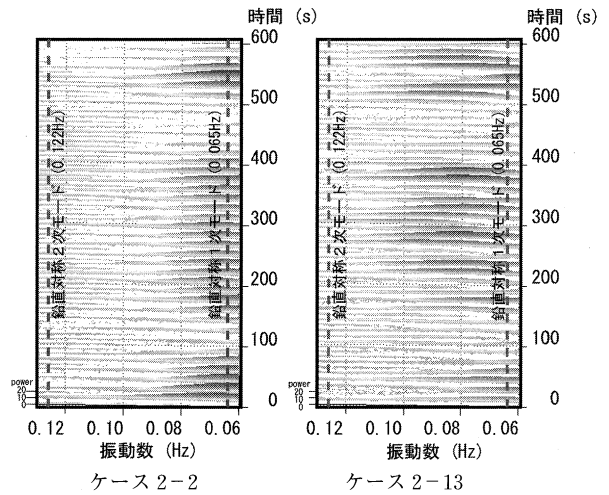


図-8 ウェーブレット解析結果 (中央径間 L/2 点)

Fig.8 Results of Wavelet Analysis (L/2)

6. まとめと今後の課題

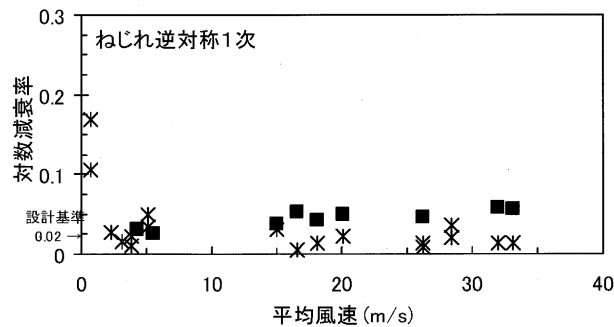
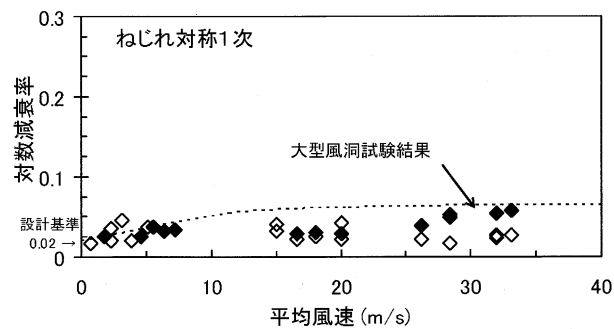
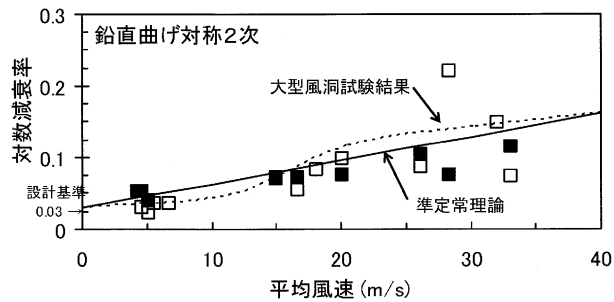
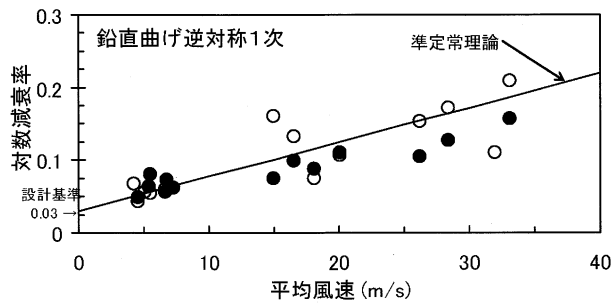
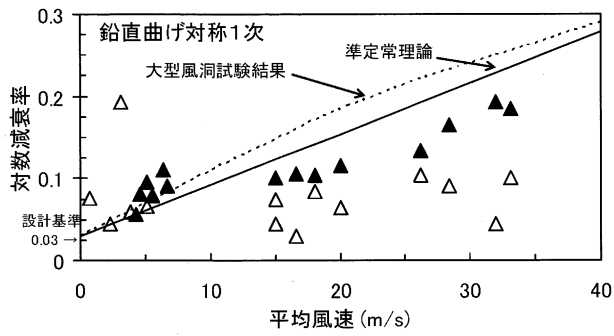
明石海峡大橋の動態観測データを活用し、振動特性を把握するための検討を実施した結果、ウェーブレット解析により振動数の同定に必要なデータを抽出し ERA 法で処理することにより、比較的精度良く推定することが可能となった。明石海峡大橋で同定された振動特性は、

- (1) 固有振動数は、設計時の解析値とほぼ同じ値となる。
- (2) 無風時の構造減衰は、設計時の想定値よりも大きめの傾向を示す (表-3)。
- (3) 風速の上昇に伴い、空力減衰が付加される。

となることが確認された。

いずれの結果も設計時の仮定がほぼ妥当であったことを示しており、特に補剛桁の空力振動 (渦励振、フラッター) に関しては、安全性がより一層確保されていると判断される。

今後は、橋軸方向や橋軸直角方向の振動特性についても明らかとし、得られた結果を反映した応答解析 (地震時及び強風時) を実施する必要があると考えられる。なお、ねじれの固有振動数については、実測値が解析値をわずかに上回る傾向を示しているが、解析におけるトラス剛性の評価にも課題があると考えられるため、解析的



(白抜きはERAのみ、黒塗りはWS+ERA)

図-9 構造減衰の同定結果 (WS+ERA 法)

Fig.9 Results of identified damping (WS+ERA)

表-3 無風時の構造減衰同定結果 (平均値)

Table 3 Results of Identified Damping at no wind (mean data)

モード	RD	ERA	設計値
鉛直曲げ対称1次	0.071	0.049	0.03
鉛直曲げ対称2次	0.047	0.035	0.03
鉛直曲げ逆対称1次	0.046	0.045	0.03
ねじれ対称1次	0.024	0.022	0.02
ねじれ逆対称1次	0.035	0.019	0.02

な検討を実施する予定である。

7. あとがき

本検討は、維持管理段階においても重要な指標である明石海峡大橋の振動特性を明らかにすることを目的として、国立大学法人横浜国立大学との共同研究として実施したものである。本論文で用いた同定手法の検討およびデータの解析は主として同大学の山田均教授、勝地弘助教授ならびに両先生の研究室に所属する学生の方に実施して頂いた。ここに記して、謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準 (2001)・同解説, pp.41-4, 2001.8
- 2) 阿部和智, 天野耕一：明石海峡大橋動態観測システム, 本四技報, Vol.22, No.86, pp.29-34.1998.4
- 3) 秦健作, 楠原栄樹, 花井拓, 平野茂：強風による明石海峡大橋の挙動に関する報告, 第17回風工学シンポジウム, pp.399-402, 2002.12
- 4) 田村幸雄, 佐々木淳, 佐藤民夫, 高坂隆一：RD法による強風時の建造物の減衰評価, 第12回風工学シンポジウム, pp.303-308, 1992.12
- 5) 長山智則, 阿部雅人, 藤野陽三, 池田憲二：常時微動計測に基づく非比例減衰系の非反復構造逆解析と長大吊橋の動特性の理解, 土木学会論文集, No.745/I-65, pp.155-169, 2003.10
- 6) Juan, J.N., Pappa, R.S.: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction, *Journal of Guidance, Control and Dynamics*, Vol. 8, No. 5, pp. 620-627, 1985
- 7) 日野幹雄編：スペクトル解析ハンドブック, 2004.2

簡易型トンネル壁面清掃装置の最適化

Optimization of Water-Jetting Tunnel Wall Cleaner

神戸管理センター 施設課長代理 廣田 昭次

Syouji Hirota

神戸管理センター 施設課長代理 香川 晃

Akira Kagawa



概要

トンネル内装板は、表面の汚れに伴いトンネル内視環境等が低下するため定期的な清掃が必要となる。本四高速では、従来の万能車（ユニモグ）による回転ブラシ方式に代り、高圧の洗剤と水を壁面に噴射して洗浄する簡易型トンネル壁面清掃装置を開発しトンネル壁面清掃を実施した結果、清掃後の洗浄効果（仕上がり）が目標の光沢度 80.0 以上の 6 割程度にしか達しなかった。このため、洗浄効果の向上を目的に各種の洗浄実験と壁面清掃装置の改良等を積み重ね、目標の洗浄効果に達する見通しを得ることができた。本論文では、洗浄効果の向上を目的に取り組んだトンネル壁面清掃装置の最適化について報告する。

Side wall of tunnel needs periodic cleanings because the visual environment in the tunnels gets worse by the dust on the surface of the side wall. JB developed a water-jetting tunnel wall cleaner by which cost reduction can be expected instead of the ordinary brush cleaner on the multi-purpose vehicle. However, at the first time, the effect of the cleaning by the water-jetting tunnel wall cleaner reached only 60 percent of 80.0 of the luster degree, which had been the target effect of the cleaning. After a number of the experiments and improvements of the machine, a prospect to get the target effect of the cleaning has been obtained. This paper reports the optimization of the cleaning machine for tunnel side wall to improve the effect of cleaning.

1. まえがき

トンネル内装板（タイル・内装板）は、表面の汚れに伴い、内装工の目的であるトンネル内視環境の確保・視線誘導効果・照明効果の向上等の目的が損なわれるため、万能車（ユニモグ）に取り付けた回転ブラシによって、定期的な清掃が行われている。本四高速では、万能車を 1 台保有して舞子トンネルをはじめとする 7 つのトンネル（タイル：11.0 km 内装板：6.0 km）で壁面清掃を行ってきたが、この万能車は購入後 15 年以上（S.63 年購入）が経過し、部品の欠乏により使用出来なくなるため更新が必要となった。しかし、他の高速道路株式会社等に比べてトンネル数が少ないこと（投資効果が少ない）や、維持管理費の縮減より同型機を購入することは困難であるため、安価な代替手段として既存の除雪用大型トラックに積載し高圧の洗剤と水を壁面に噴射して洗浄する簡易型トンネル壁面清掃装置を平成 16 年度末に開発した。この装置を使用して、平成 17 年度にトンネル壁面清掃を実施した結果、清掃後の内装板の洗浄効果（仕上がり）が、目標とする布やブラシで綺麗に磨いた状態（タイル：光沢度 80 以上、内装板：表面の輝度回復率 90% 以上）に対し 6 割程度にしか達しなかった。このため、洗浄効果の向上を目的に洗浄ノズル角や作業速度、洗浄圧力の違いによる洗浄効果や、洗剤変更による洗浄効果等の確認実験と、壁面清掃装置や散水車の改良と実

証実験を積み重ね、目標の洗浄効果に達する見通しを得ることができた。

本論文では、洗浄効果の向上を目的に取り組んだトンネル壁面清掃装置の最適化について報告する。

2. 簡易型トンネル壁面清掃の概要

簡易型トンネル壁面清掃装置は、水タンク（清水・洗剤の 2 槽式、容量 2,300 リットル）、洗浄装置、発電機（レンタル品）で構成され、写真-1 に示すとおり既存の除雪用大型トラックに積載し荷締め器具で荷台に固定して使用する。

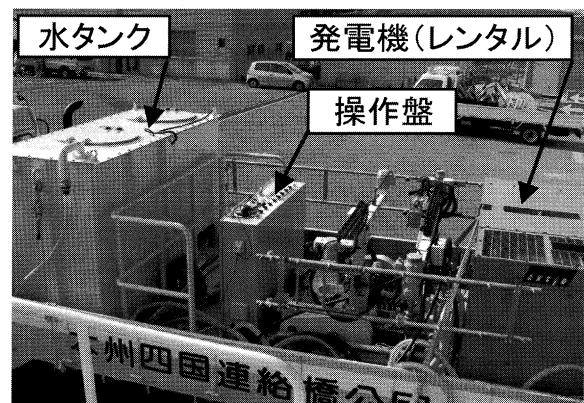


写真-1 清掃装置の積載状況

Photo 1 Loading situation of cleaner

清掃作業は、配管や高圧ホースをワンタッチで接続後、操作員が鉤操作でノズルビームを昇降・伸縮・傾斜させて、ノズルを壁面の所定の位置にセットし、高圧ポンプを運転させて4.0 MPaの洗剤と洗浄水を壁面に噴射させ、有線の通話装置で大型トラックの運転手に清掃開始の合図を送るだけの簡単な操作である。合図を受けた運転手は、路肩の白線を目標に低速で走行するだけであり、万能車で必要な壁面とブラシの位置保持（常時接触）や、障害物の回避等の複雑なステアリング操作を必要としないため、H17年度の壁面清掃時の作業速度は、万能車の3.5倍（1.0→3.5 km/h）になり、操作性は格段に向上した。

洗浄用水は、水タンクの受入可能を示すパトライトの点滅を合図に、補給用の散水車の運転手が運転席横にある既設の給水ポンプを運転・停止して連続供給する。さらに、洗剤は高圧ポンプ吸込側の配管に任意量注入できるため、壁面の汚れ程度に応じて濃度が任意に調節できる。

3. 清掃装置による清掃結果

3.1 清掃状況及び評価方法

簡易型トンネル壁面清掃装置を使用して、平成17年7月末に舞子、布施畑、高塚山トンネルのタイル壁面（11.0 km）と、9月末に正面山、柳田、塩生、鷺羽山トンネルの内装板壁面（6.0 km）を清掃した。写真-2に舞子トンネル、写真-3に鷺羽山トンネルの清掃状況を示す。

洗浄効果（仕上がり）の評価は、人間の目では定量的な評価は出来ないため、タイルは実績のある光沢度計で清掃前後の光沢度を測定し、布で綺麗に磨き上げた程度（新品は90程度）の光沢度80以上を目標値とした。

内装板は、表面に凹凸があり光の単純反射を用いる光沢度計では測定できないため、清掃前後の内装板の表面輝度（cd/m²）を輝度計で測定する方法を考案した。この装置は、写真-5に示すとおり、内面が黒色の遮光カバー内に設けた蛍光灯で測定面を照らした場合の輝度を測定するものである。仕上りの評価は、内装板個々の差を無くするため、ブラシで綺麗に磨き上げた程度に対する回復率とし、回復率90%以上を目標値とした。なお、タイルと内装板の目標値は回転ブラシによる清掃と同等である。写真-4に光沢度、写真-5に輝度の測定状況を示す。

3.2 清掃装置による清掃結果

(1) タイル壁面

タイル壁面の清掃結果は、図-1に示すとおり舞子トンネルでは、清掃前の光沢度の平均値39.1に対し、清掃後の平均光沢度は55.0であり、目標の6割程度であった。他の布施畑、高塚山トンネルも同様に、清掃後の光沢度は52.0～73.0程度であり、表面に指で軽く擦る程



写真-2 舞子 TN 追越側の清掃状況
Photo 2 Cleaning of Maiko Tunnel

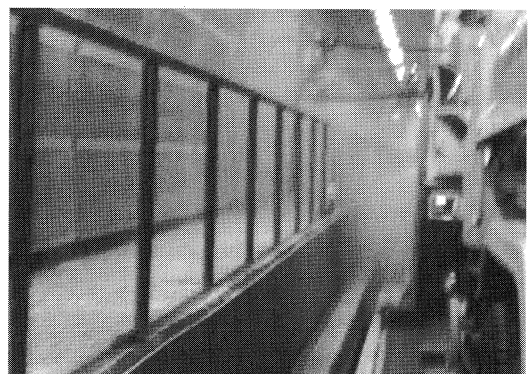


写真-3 鷺羽山 TN 走行側側の清掃状況
Photo 3 Cleaning of Washuzan Tunnel



写真-4 光沢度の測定
Photo 4 Degree of gloss



写真-5 輝度の測定状況
Photo 5 Luminance meter

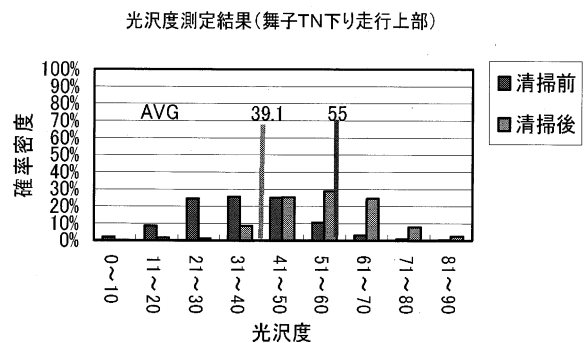


図-1 タイル壁面の清掃結果 (H17)

Fig.1 Cleaning result of tile wall

度で取れる浮いた汚れが残った。

(2) 内装板壁面

内装板の清掃結果は、図-2に示すとおり清掃後の輝度回復率が目標の90.0%以上に対し、平均回復率は77.0%となった。清掃後の表面には、タイル、内装板ともに指で軽く擦る程度で取れる汚れが残った。

4. 洗浄効果の向上への試み

4.1 ノズル角と清掃速度の違いによる洗浄効果

H17の壁面清掃作業中に壁面に対するノズル向き角度(±5度~±15度)や、清掃速度(1.0 km/h~3.5 km/h)の条件を変えてみたが優位な差は見られなかった。

4.2 洗浄時間と洗浄圧の違いによる洗浄効果

H17年度の壁面清掃と同条件(オレンジ洗剤、濃度1%)で、実際のタイル壁面を使い洗剤を壁面に噴射してから洗い流すまでの時間を、現状の0秒から5、10、20、30、60秒に延長した場合と、ノズル噴射圧を現状の4.0 MPaから17.0 MPaと高くした場合の洗浄効果の違いを実験で確認した。その結果、現状のオレンジ洗剤では写真-6、写真-7に示すとおり洗浄時間を0秒から60秒と長くしても、汚れ落ちに優位な差無く、汚れが残る結果となった。

また、ノズル噴射圧を現状の4.0 MPaから17.0 MPaと4倍以上高くした場合でも、図-3に示すとおり清掃後の平均光沢度は69.4に止まり、汚れが残る結果となった。

4.3 洗剤の変更

4.1で述べたように、現状のオレンジ洗剤ではこれ以上の洗浄効果の向上は望めないため、壁面清掃に有効な洗剤の情報を入手し、タイル壁面で実験した結果、新洗剤(商品名:スタークリーン)は、オレンジ洗剤に比べて汚れ落ちが格段に向上した。また、変更した新洗剤は壁面にミスト状に先行散布しその後現状の4.0 MPaの高圧水で洗剤を洗い流せば汚れが落とせることを確認し、洗剤の濃度もタイルでは10%、内装板で20~30%程度

輝度測定結果

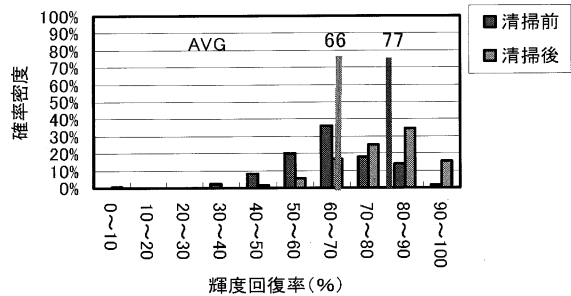


図-2 内装板壁面の清掃結果 (H17)

Fig.2 Cleanig result of side panel

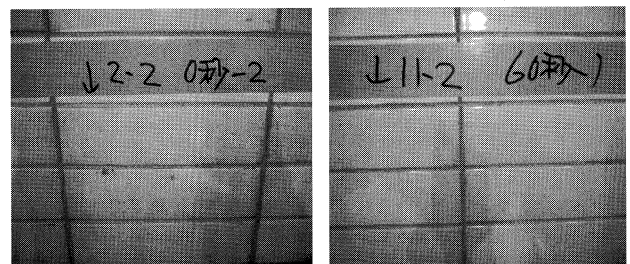


写真-6 洗浄時間0秒

写真-7 洗浄時間60秒

Photo 6 washing for 0 Seconds

Photo 7 washing for 60 Seconds

高圧ジェット洗浄試験結果 (舞子TN下り換気所)

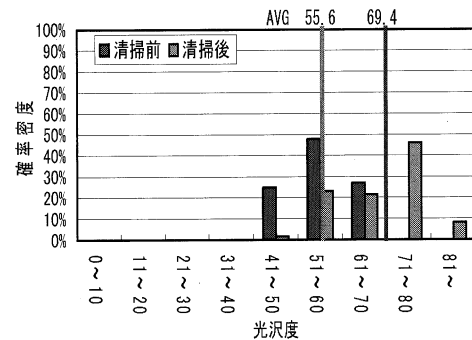


図-3 洗浄圧 (17 MPa) によるタイルの清掃結果

Fig.3 Cleaning result by washing pressure (17 MPa)

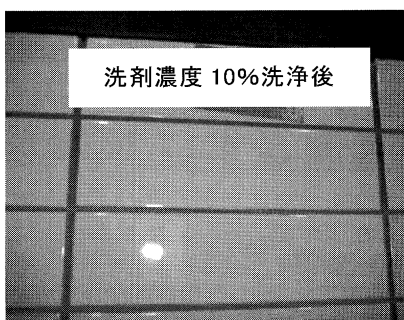


写真-8 タイル洗浄後

Photo 8 After washing tile

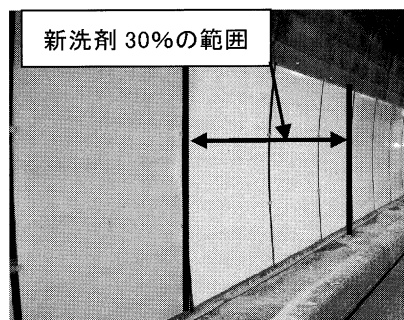


写真-9 内装板洗浄後

Photo 9 After washing side panel



写真-10 ミスト状の洗剤噴射

Photo 10 Detergent jet of mist

必要であることを確認した。写真-8に洗剤10%のタイル洗浄後、写真-9に洗剤30%の内装板の洗浄後を示す。

4.4 壁面清掃装置の改良

洗剤変更の結果、洗剤濃度が当初の1%から最大で30%に増えるため、洗剤濃度増による清掃コストを抑える必要がある。そこで、洗剤用の高圧ポンプ電動機を減速比10分の1のギヤードモータに交換し、さらに洗剤噴射用ノズルも噴霧量が10分の1のものに交換して、洗剤の噴射水量を10分の1(当初1.2リットル/㎡→0.11リットル/㎡)に減らし清掃コストの増加を抑えた。なお、今回の改良は機器の購入のみで改良に伴う機器の組み付け、配線、試運転作業は職員で施工した。写真-10にミスト状に噴射する洗剤水の状況を示す。

4.5 清掃装置改良後の確認実験

清掃装置の改良後に、タイルと内装板で洗浄実験を行い効果を確認した。その結果、タイルは図-4に示すとおり清掃後の光沢度は平均値で74.5と改良前の55.0に比べて大幅に向上している。光沢度値は目標とする80.0よりも僅かに低いが、写真-11、12に示すとおり、改良前に比べて改良後は布で磨いた箇所が判別できない程度に汚れが落ちている。

内装板も図-5に示すとおり清掃後の輝度回復率は、平均値で95%と改良前の77%に比べて格段に向上しており写真-13、14に示すとおり、改良前に比べて改良後は、ブラシで磨いた箇所が判別できない程度に汚れが落ちている。

なお、タイル、内装板ともに洗剤を壁面に先行して散布し、1分後に後行して洗浄するケースが最も効果的であった。

4.6 散水車の改良

清掃装置改良後の確認実験の結果、洗剤を先行散布し1分後に後行して洗浄するには、現状の清掃装置では洗剤を散布した後、清掃装置を後退させて洗剤を洗い流す清掃手順となり、清掃能力は1/3に低下する。

その対策として、洗剤と汚れを洗い流すために必要な

洗浄圧を、舞子トンネル下り線の非常駐車帯部のタイルで確認した結果、水道水圧(0.1MPa)程度で綺麗に落とせることが確認できたため、散水車後部の散水配管(圧力:0.3MPa)に写真-15に示すとおり、下向きに65度傾けた洗浄ノズル管を固定する改良を行い、舞子トンネル下り線のタイルで効果と必要水量を確認した。

結果、洗浄後の平均光沢度は80.0と目標値を満足するとともに、使用水量が120リットル/分程度と当初の360リットル/分の3割で足りるため、1回の給水(散水車のタンク容量9,000リットル)で、延長3.3kmの舞子トンネルが清掃でき、清掃途中の給水(約40分)が不要になる効果も生まれた。

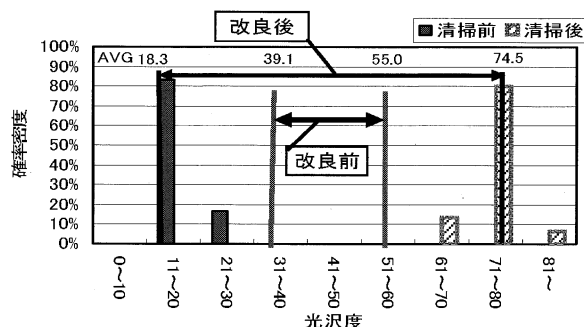


図-4 改良後の清掃実験結果(舞子TN)

Fig.4 Cleaning result after improvement (Maiko Tunnel)

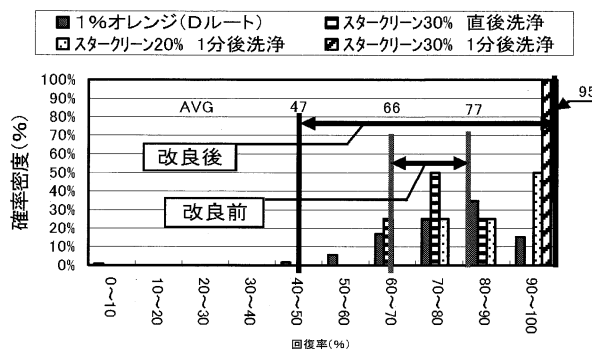


図-5 改良後の清掃実験結果(鳴門第2TN)

Fig.5 Cleaning result after improvement (2nd Naruto Tunnel)

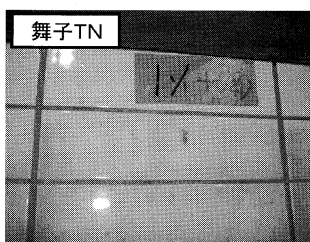


写真-11 装置改良前

Photo 11 Befor improvement

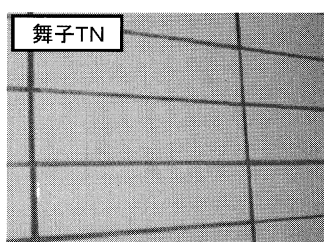


写真-12 装置改良後

Photo 12 After improvement

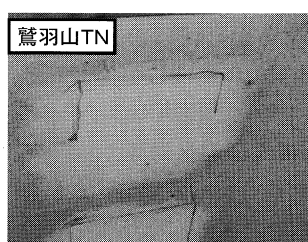


写真-13 装置改良前

Photo 13 Befor improvement

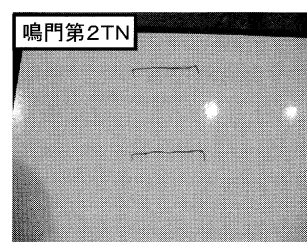


写真-14 装置改良後

Photo 14 After improvement



写真-15 散水車の改良状況

Photo 15 Road sprinkler improvement

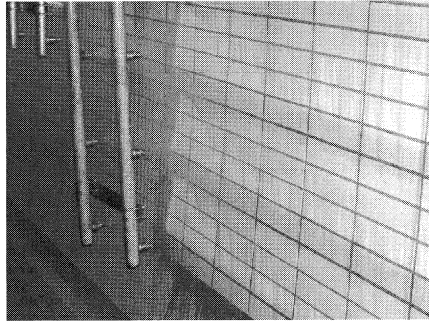


写真-16 装置による洗剤散布状況

Photo 16 Detergent scatter situation

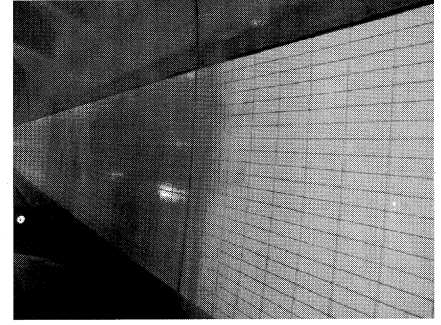


写真-17 散水車による洗浄状況

Photo 17 Washing situation

5. H18年度清掃結果と今後の課題と方針

5.1 H18年度の清掃結果

前述の壁面清掃装置や散水車の改良等の最適化後、平成18年度に舞子トンネル他の神戸管理センター管内の3トンネル(上り線側・2年周期)タイル壁面(11.0km)の清掃を実施した。作業は、10%濃度の洗剤を清掃装置で先行して壁面に散布し、1分程度時間をおいて散水車で洗浄したところ、写真-16に示すとおり洗剤の先行散布でタイル表面の汚れを浮かし、写真-17に示すとおり散水車に装着した洗浄ノズル管で洗剤と汚れが綺麗に洗い流されている。

洗浄後の平均光沢度は、図-6に示すとおり布施畑トンネルで77.0と目標値の80.0以上よりやや低い値であった。なお、清掃作業中に洗剤散布後の洗浄を清掃装置(4.0MPa)で洗浄してみたが、図-7に示すとおり、清掃後の平均光沢度は87.0と目標値を満足しており、洗剤散布後に洗浄する散水車の洗浄圧を4.0MPa程度に高くすれば、目標の仕上がりが得られることを確認した。

布施畑トンネルよりも汚れのひどい舞子トンネルでは、図-8に示すとおり清掃後の平均光沢度が65.8と目標値に達しなかった。そこで、舞子トンネル追越車線側の清掃時に、洗剤噴霧ノズルと壁面との距離を30cm程度と可能な範囲で近づけて見たところ、近づける前に比べて汚れ落ちは良くなっている(目視)が、ノズルを近づけるとノズルの噴霧エリアが狭くなる(当初壁面との間隔50cmでノズル個数を設定)ため、洗剤が直接当たらない部位は、写真-18に示すとおり清掃後に薄い虎縞状の汚れが残った。また、清掃中に洗剤の噴霧水量を170リットル/分(洗剤濃度は1%)と現状の20リットル/分の9倍程度に増やして洗剤噴霧力を大きくして壁面に噴霧後、散水車で洗浄したところ、図-9に示すとおり洗浄後の平均光沢度は78.7と向上しており、虎縞状の汚れも残らなかった。これより、洗剤噴霧力を大きくして、タイルと付着した粉塵と間に洗剤を食い込ませ、汚れを浮かせることも有効であることを確認した。

布施畑TN 上り線 追越車線

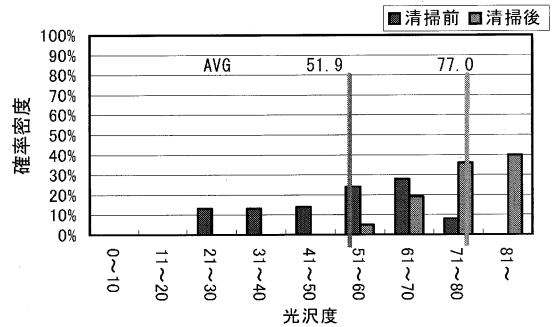


図-6 タイル壁面の清掃結果(布施畑・追越側)

Fig.6 Cleaning result of tile wall

布施畑TN 上り線 走行車線 管理路上段

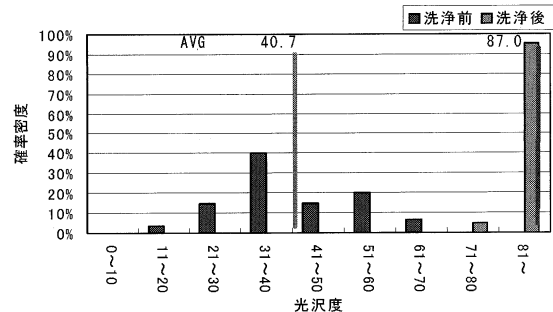


図-7 タイル壁面の清掃結果(布施畑・走行側)

Fig.7 Cleaning result of tile wall

舞子TN 上り線 追越車線

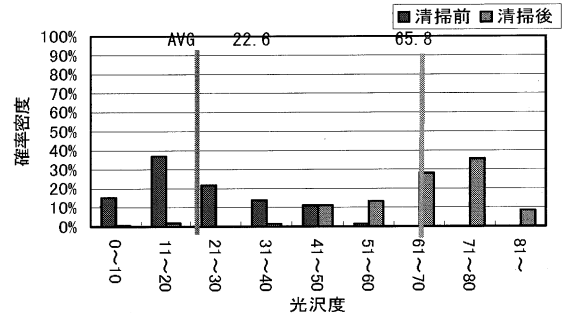


図-8 タイル壁面の清掃結果(舞子・追越側)

Fig.8 Cleaning result of tile wall

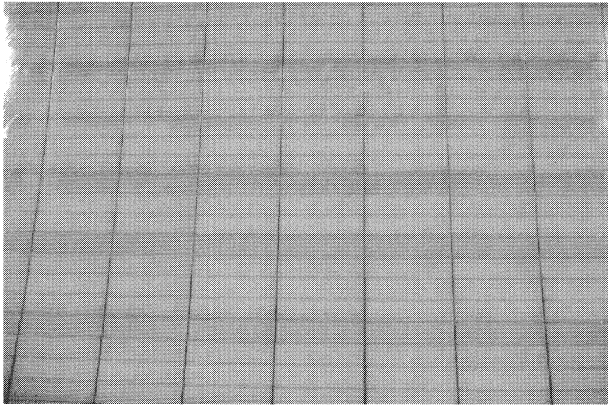


写真-18 舞子トンネル追越車線側の清掃後状況
Photo 18 Situation after cleaning

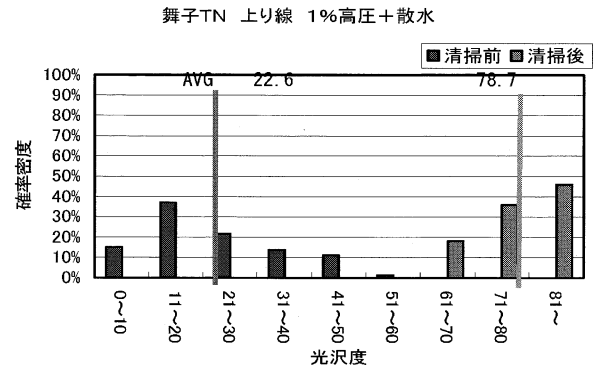


図-9 タイル壁面の清掃結果 (舞子・追越側)
Fig.9 Cleaning result of tile wall

5.2 今後の課題と方針

これまでの最適化の試みと、H18年度のタイル壁面の清掃結果をまとめると次のとおりとなる。

- 1) 新洗剤 (スタークリーン洗剤) は、当初のオレンジ洗剤に比べて汚れ落ちが格段に向上し、最適濃度はタイルで10%、内装板で20~30%である。
- 2) 現状の清掃装置と散水車の改良による洗浄方式では、清掃後1年程度経過したタイルでは目標とする平均光沢度80.0以上になるが、清掃後2年が経過したタイルでは図-10に示すとおり、目標レベル (回転ブラシと同等) に対し、5~15.0程度低い値であるため、更なる改良が必要となる。
- 3) 目標の仕上がりを得るには、タイル表面に付着した汚れを完全に浮かせて洗い流せるかで決まるため、その方法として次の2つが考えられる。

- ① 洗剤散布後に汚れを洗い流す散水車の洗浄圧を現状の0.3 MPaから4.0 MPa程度に高くして、汚れを高圧の洗浄圧により洗い流す (H17の清掃装置改良後の確認実験及びH18の布施畑トンネル走行車線側清掃時に確認済み、図-4、図-7による)。
- ② 洗剤噴霧のノズル数又は、噴霧水量を増やして洗剤の噴霧力を大きくして、タイルに付着した汚れとタイル表面の間に洗剤を食い込ませて汚れを浮かし、散水車で浮かした汚れを洗い流す (H18の舞子トンネル追越車線側清掃時に確認済み、図-9による)。

以上の改良を行うことにより、これまでの最適化の取り組みや壁面清掃時の確認結果から目標の仕上がり

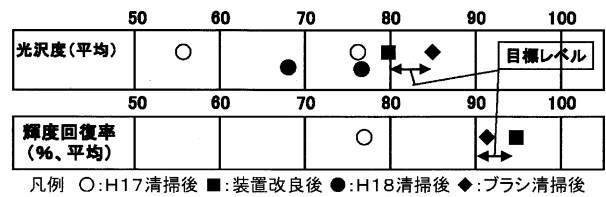


図-10 清掃後の目標レベルに対するH18清掃後の状況
Fig.10 Situation after it to target comparison between target and result

すると考えており、平成19年度夏季に予定する神戸管内のトンネル壁面清掃 (タイル壁面) までに最適化のための清掃装置他の改良を完了し、効果を確認する予定である。

6. おわりに

簡易型トンネル壁面清掃装置の最適化は、これまでの清掃結果や検証実験を基に更なる改良を行いH19年度のトンネル壁面清掃作業で目標とする洗浄効果 (仕上がり) を目指すものである。

簡易型トンネル壁面清掃装置は、従来の万能車方式に比べて機器費、年間償却費は1/3以下、年間維持費は1/6以下と安価で、清掃速度が万能車の3.5倍 (1.0→3.5 km/h) に向上し、清掃費も1 km当たり13,000円程度安価となり、万能車に代わる安価な代替手段であると言える。さらに、清掃速度の向上に伴う清掃時間の短縮で、清掃時の交通規制時間の短縮による利用者へのサービス向上が図れるとともに、本州四国連絡道路はもとより一般道路への展開も可能である。

瀬戸大橋ケーブル送気乾燥システムの改良とその効果

Improvement of Dry-Air Injection System for Cable of Seto-Ohashi Bridges

坂出管理センター 橋梁維持第一課 花井 拓

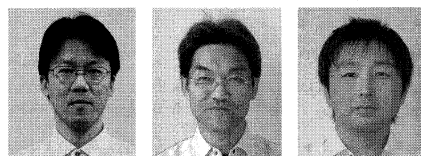
Taku Hanai

今治管理センター (前)坂出管理センター 橋梁管理役 橋梁維持第一課長 寺下 孝男

Takao Terashita

首都高速道路(株)神奈川建設局横浜工事グループ上級メンバー (前)坂出管理センター 橋梁維持第一課長代理 熊井 貴弘

Takahiro Kumai



概要

瀬戸大橋の吊橋三橋では、ケーブル素線の防食を目的として、ケーブル送気乾燥システムが平成14年度より稼働している。しかし、約3年が経過した時点においてもケーブルの一部には高湿度区間が存在していた。この高湿度区間の改善を目的として、送気カバーの追加検討及びその施工を行った。また、施工と同時にケーブルの腐食状況などについての調査も行った。本報告では、これらに加えて、改良の効果についても併せて報告する。

To protect cable wires of three suspension bridges in the Seto-Ohashi Bridges from corrosion, the Dry-Air Injection System has been operating since 2002. However, after three years of operation, some portions of the cables kept high humidity.

In order to improve these high-humid portions, additional injection covers were installed following the assessment of that efficiency. At the same time, corrosion of the cable wires was inspected. In addition to the above mentioned assessment and installation, improvement of the cable humidity is described in this report.

1. はじめに

吊橋のケーブルは、橋梁を構成する部材の中でも重要度が高いため、その防錆対策は維持管理上重要となってくる。その一方で、直径5mmの素線を数万本束ねて直径約1mの円形に形成する構造上、その内部の腐食状況については、そのモニタリングが困難となっている。本四連絡橋のいくつかの吊橋ケーブルにおいて、供用から数年後にケーブル内部の調査を行ったところ、滞水と発錆が確認された。これを受けて、本四吊橋においては、発錆の原因となる高湿度状態の改善を行うため、ケーブル内部に乾燥空気を送り込むケーブル送気乾燥システム(以下「送気システム」)を導入し実施している。

本四連絡橋3ルートの中核に位置する瀬戸大橋においても、吊橋三橋(下津井瀬戸大橋、北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋)で平成14年度より送気システムが本格稼働している。しかし、約3年が経過した時点においてもケーブルの一部には高湿度区間の存在が確認された。本報告では、この高湿度区間の改善を目的として行った送気設備の改良検討、施工、改良の効果などについて報告する。

2. 送気システムの改良検討

2.1 改良前送気システムの状況

瀬戸大橋吊橋三橋の送気システムでは、片側ケーブル当たり、塔頂二箇所、中央径間中央一箇所の合計三箇所から乾燥空気をケーブル内に送っている。改良前の送気システムの配置と、ケーブル内の湿度分布状態を図-1に示す。送気の末端である中央径間1/4点の排気口付近と、橋台部付近に高湿度区間がみられ、特に中央送気末端部では60%を超えている箇所が存在していた。

この高湿度の原因として、乾燥空気送気流量の不足が想定されたためその計測を行ったところ、設計流量1.5 m³/minに対して0.2~1.0 m³/min程度の流入量であった。乾燥空気流入量の確保を目的として、送気カバー部のケーブル素線間に八方位からクサビを打設した(図-2)。同時に、当初送気カバー設置時に素線表面に塗布していたジンクが素線谷部に入り込み目詰まりを起こしていたため、この除去も行った。この結果として改善は見られたものの、依然として0.5~1.0 m³/min程度の箇所が大半であった。

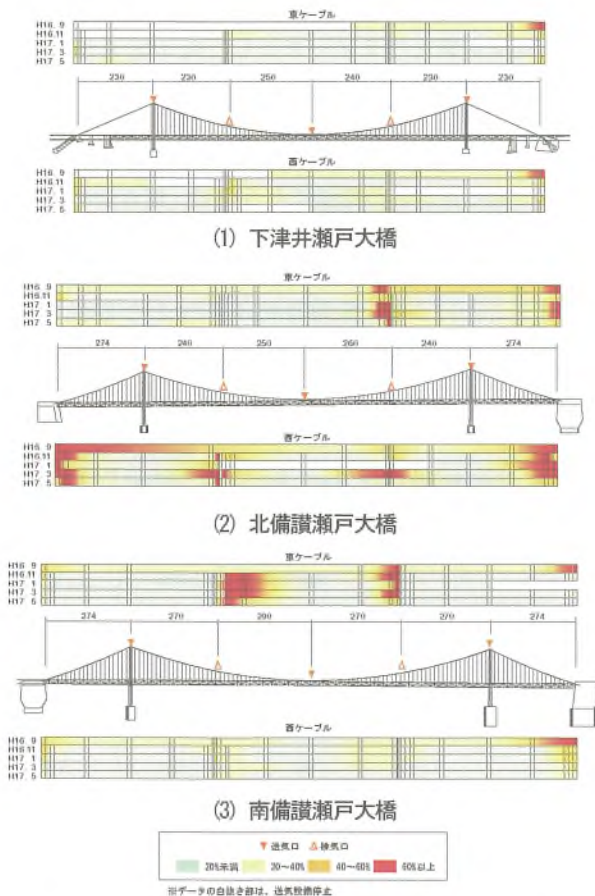


図-1 改良前の送気システム配置とケーブル湿度分布

Fig.1 Configuration of Dry-Air Injection System and Humidity Distribution before Improvement

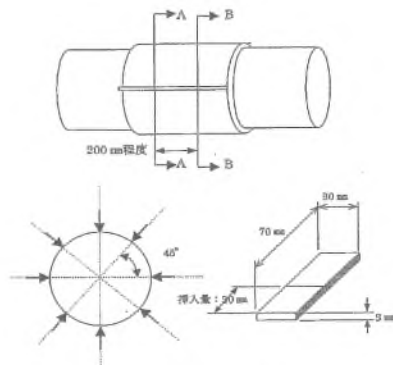


図-2 クサビ打設要領

Fig.2 Alignment of Wedges

2.2 改良前送気システムの評価

(1) 空気流推定式

本四橋梁への送気システム導入時において、ケーブル内の乾燥空気の流れを「一定率のケーブル表面からの漏洩を伴いながら、素線間の摩擦により圧力損失を生じる」と仮定し、以下のような空気流推定式を用いて設計している。

送気距離 X (m) での流量 Q_x (m^3/min) :

$$Q_x = Q \cdot (1-x)^X \quad (1)$$

送気距離 X (m) での圧力損失 ΔP (mmAq) :

$$\Delta P = CQ \int_1^X (1-x)^{n-1} dx \quad (2)$$

ここに、 Q : 送気口での送気流量 (m^3/min)、 x : 単位長さ当たりの漏洩率、 C : ケーブル素線間空隙形状・気体の粘性などをパラメータとした係数。

また、延長 L (m) のケーブル内部の除湿に要する時間 T (min) は以下の式に基づき計算される。

$$T = \int_0^L \frac{\omega}{(D_s - D) \cdot Q_x} dX \quad (3)$$

ここに、 ω : 単位長さ当たりのケーブル内の滞水量(ケーブル内空隙の3%と仮定) (g/m)、 D_s : 飽和絶対湿度 (g/m^3)、 D : 乾燥空気の絶対湿度 (g/m^3)。以下の計算では、気温20度において、相対湿度30%まで低下させるという条件(式(4))で、解析を行っている。

$$D_s - D = 0.7D_{s-20} \quad (4)$$

ここに、 D_{s-20} : 気温20度での飽和絶対湿度 ($17.2 \text{ g}/\text{m}^3$)

(2) 改良前送気システムの評価

瀬戸大橋の送気システム設計においても、北備讃瀬戸大橋2P塔頂からの試験送気結果(圧力分布)を用いて、式(2)から漏洩率 x の値を推定した。結果として $x = 0.017$ という値を得、当初の設計を行っている。今回、この漏洩率の妥当性を検証するために、中央径間中央付近に密な計測点を設け、圧力・湿度の分布を計測した。圧力測定結果を図-3に示す。●、○が計測値、実線及び破線が式(2)を示す。式(2)に用いる漏洩率 x の値は、設計に用いた0.017に加えて、0.011、0.023の値についても併せて示した。また、初期流量としては、計測された値をもとに、北備讃瀬戸大橋東中央 $1.0 \text{ m}^3/\text{min}$ 、南備讃瀬戸大橋東中央 $0.5 \text{ m}^3/\text{min}$ を用いた。

この結果から分かったこととその原因を以下にまとめる。

1) 送気入口の圧力損失が大きく、流入量が小さい

送気口での圧力が 500 mmAq であるのに対し、20m程度離れると 50 mmAq まで低下している。これは、当初の設計根拠である北備讃瀬戸大橋2P塔頂からの試験送気が、空気の流入面積の比較的広い塔頂サドル部からのものであるのに対し、中央送気ではケーブル一般部からの送気となり、流入面積が小さくなることが入り口の大きな圧力損失の原因であると想定される。

2) 当初想定よりもケーブルの漏洩率が高い

計測されたデータは漏洩率 $x = 0.017$ よりも、 $x = 0.023$ で計算した結果に近い。これは、当初の設計根拠である北備讃瀬戸大橋2P塔頂からの試験送気区間ではケーブル表面をゴムシート巻きにより気密化しているのに対し、他の箇所は柔軟型塗装となっており、塗膜上に生じているクラックなどにより気密性が低下しているこ

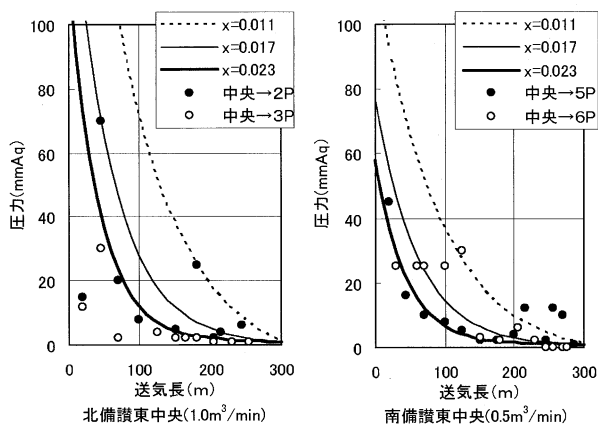


図-3 改良前の送気圧力分布状況

Fig.3 Distribution of Air Pressure before Improvement

とが原因であると想定される。

湿度の測定結果を図-4に示す。●、○が計測値である（それぞれ異なる2日に計測）。また、式(3)より、送気開始からデータ計測時点までの送気時間 ($T=1,000, 1,500$ 日と仮定)に対応する除湿完了距離 (L)をそれぞれ求め、その範囲をハッチングで示した。

湿度の分布が200m付近で急激に上昇しているのが

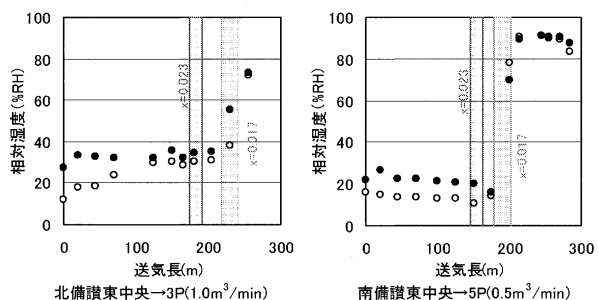


図-4 改良前の湿度分布状況

Fig.4 Distribution of Humidity before Improvement

分かる。また、この付近は漏洩率 $x=0.017$ で計算した時の除湿完了距離とよくあっている。図-3の結果からは現在の漏洩率がむしろ $x=0.023$ に近かったことから、漏洩が送気期間を通じて徐々に増大していったことが推定される。除湿に要する時間は流量の減少する送気の末端へいけばいくほど長くなるため、今後除湿距離を先に延ばすためには、何年もの時間を必要とすることが想定される。

2.3 送気システムの改良方法

高湿度区間を改善するためには、以下のような方法が考えられる。

- ・漏洩を極力小さくする
- ・送気流量を大きくする
- ・送気距離を短縮する

以上の三手法の優劣を判断する目的で、漏洩率、送気流量、送気距離をパラメータとし、式(3)を用いて、除湿に要する時間を計算した。結果を表-1に示す。

現状では、280mの送気距離を除湿するためには約12,000日(30年以上)を要することになる。送気流量と除湿時間は反比例の関係にあるので、何らかの方法により送気流量を増加しても、大きな時間短縮にはつながらない。また、漏洩率を当初想定レベル ($x=0.017$)まで下げることにより、除湿時間は1/4となるが、ケーブル全長にわたる気密化(ゴム巻きなど)は非常に高価となる。

表-1 パラメータの違いによる除湿時間(日)

Table 1 Dehumidification Time (Days) for Various Parameters

送気距離(m)	送気流量(m^3/min)	漏洩率		
		0.011	0.017	0.023
280	1.5	536	1,969	8,087
	1.0	805	2,954	12,130
	0.5	1609	5,907	24,260
140	1.5	94	164	300
	1.0	141	246	449
	0.5	282	491	899

一方、送気距離を半分にすることにより、除湿時間12,000日が450日に短縮され、最も効果的であることがわかる。既にある程度の除湿は進んでいるため、ケーブル内高湿度の改善には1年を要しないと期待される。

以上より、送気システムの改良方法としては、送気口を増設し、送気距離を短縮する方法とした。

3. 送気システムの改良

3.1 送気カバーの増設

現在の送気設備の増設を行わずに、最も高湿度となる中央径間中央の送気システムを改善するために、図-5のような改良システムとすることとした。中央径間中央の送気カバーを排気カバーに改造し、中央径間3/8、5/8点に新しい送気カバーを設けることとした。中央径間中央の管理路に設置されている既設の送気設備から新設送気カバーまでの配管については、既設の配管を一部改造し、ケーブル上は中段ハンドロープに沿わせて設置することとした。配管の材質は、圧力損失、施工性、経済性の観点から、ポリエチレン管(65A)とした。

ケーブルの新設送気カバー設置箇所については、アンラッピング(既存ラッピングワイヤの撤去)を行った後、ペーストなどの除去、素地調整を行い、厚膜型エポキシ樹脂ジンクリッチペイントで補修を行った。また、乾燥空気の流入を促進する目的で、八方位からクサビ打設を行った。

新設送気カバーの架設状況を写真-1に、設置完了後の状況を写真-2に示す。

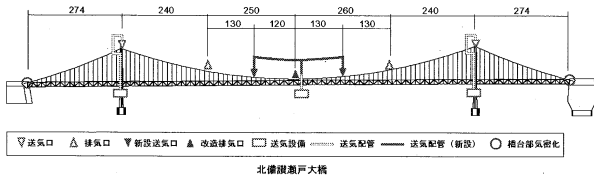


図-5 送気システムの改良概要
Fig.5 Improvement of Dry-Air Injection System

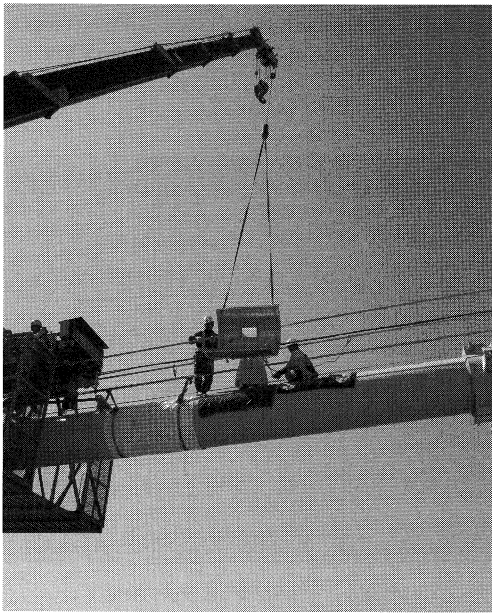


写真-1 新設送気カバーの架設状況
Photo 1 Installation of New Injection Cover

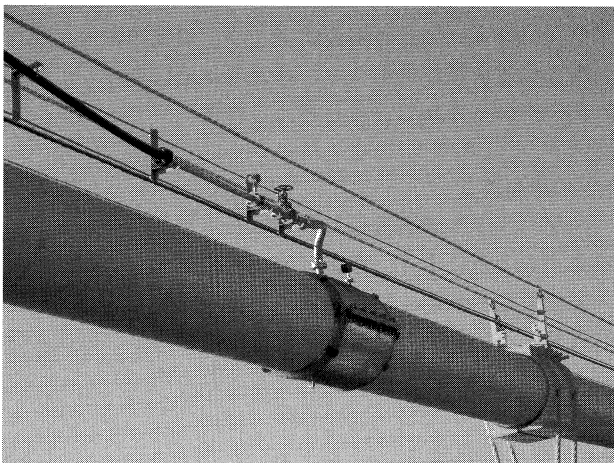


写真-2 新設送気カバーの設置完了状況
Photo 2 Newly Installed Injection Cover

3.2 橋台部気密対策工

橋台部近傍ケーブルの高湿度状況を改善するために、ケーブルカバーとケーブルカラーの間の隙間の気密化対策を行った。この隙間は、列車の走行に伴い上下に10 mm以上伸縮するため、既設のシール材と同様の形状では、シール材の硬化前に鋼面とシール材の間に剥離が生じる。この伸縮に追従できるように、気密対策工の断面は図-6のようにした。施工完了後の状態を写真-3に示す。

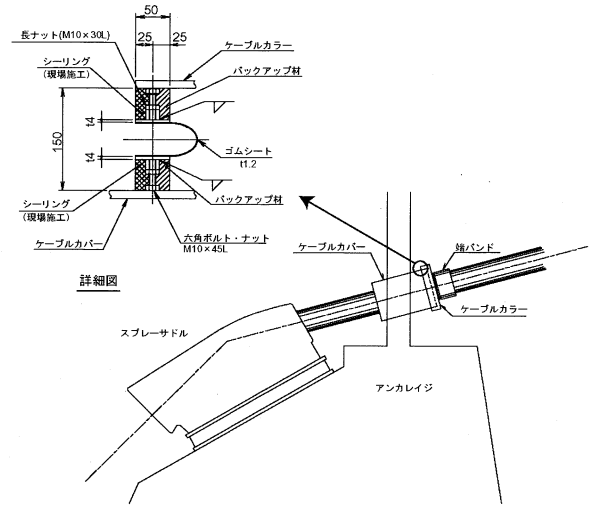


図-6 橋台部気密対策工概要
Fig.6 Air Tight Measure near Anchorage

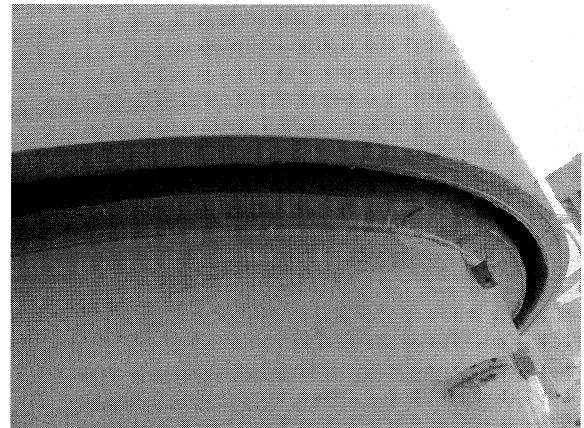


写真-3 橋台部気密対策工施工完了状況
Photo 3 Air Tight Measure near Anchorage

4. ケーブル調査

4.1 腐食状況調査

送気カバー増設時に、ラッピングワイヤのアンラッピングに合わせて、増設位置(中央径間3/8、5/8点)の主ケーブル腐食状況調査を行った。送気開始前の調査結果の比較として以下にまとめる。

(1) アンラッピング後の腐食状況

アンラッピング直後のケーブル素線の腐食状況について目視観察を行った。写真-4、5に、今回と前回（平成8年度）の外観状況写真の代表例を示す。アンラッピング箇所は、施工上前回調査箇所と全く同一とはなっていないが、できるだけ近傍でのデータと比較した。

調査位置が若干離れているものの、側面から下面にかけて錆が多い傾向は同様である。腐食の度合いとしても平成8年度から明確な進行があるようには見受けられない。

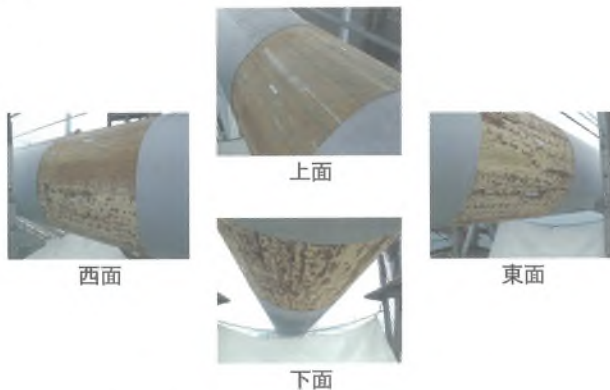


写真-4 アンラッピング後の腐食状況 (H 17)
(北備讃瀬戸大橋 西ケーブル 格点 68-69)

Photo 4 Corrosion State after Unwrapping (2005)
(Node 68-69, West Cable, Kita Bisan-Seto Bridge)

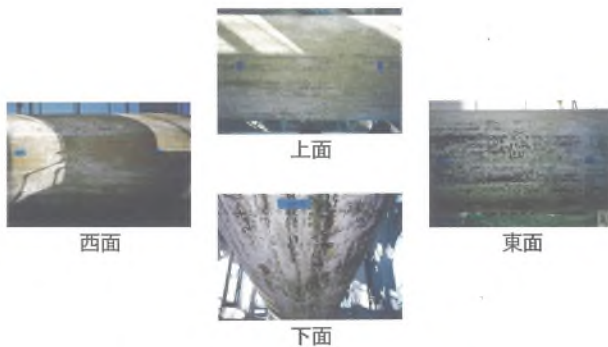


写真-5 アンラッピング後の腐食状況 (H 8)
(北備讃瀬戸大橋 西ケーブル 格点 89-90)

Photo 5 Corrosion State after Unwrapping (1996)
(Node 89-90, West Cable, Kita Bisan-Seto Bridge)

(2) ケーブル素線の腐食状況

アンラッピング後にさび落としを行い、素線の孔食状況について調査した。写真-6、7に今回と前回の最も状態の悪い箇所について比較する。断面欠損の具合には大きな相違はない。

(3) ケーブル内部の腐食状況

ケーブル素線間にクサビを打設し、内部の腐食状況について目視観察を行った。平成8年度調査結果では、赤錆・点錆の発生範囲は4~6層程度までであった。今回調査では、発生範囲は表層から4層程度である。

(4) 腐食の進行に関する考察



写真-6 素線の孔食状況 (H 17)
(南備讃瀬戸大橋 東ケーブル 格点 73-74)

Photo 6 Pitting Corrosion on Wire Surface (2005)
(Node 73-74, East Cable, Minami Bisan-Seto Bridge)

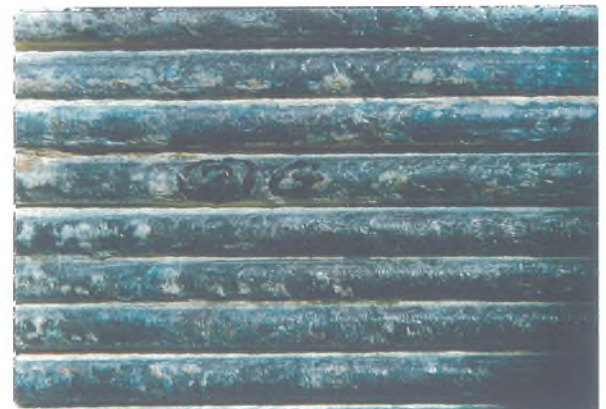


写真-7 素線の孔食状況 (H 8)
(南備讃瀬戸大橋 西ケーブル 格点 40-41)

Photo 7 Pitting Corrosion on Wire Surface (1996)
(Node 40-41, West Cable, Minami Bisan-Seto Bridge)

上記(1)~(3)の調査結果より、送気開始前と現在の腐食状態の違いは小さく、送気の効果によって、腐食の進行が抑えられていると考えられる。

4.2 漏洩調査

送気システムの改良後に、石けん水をケーブル表面に噴霧することにより、空気漏洩状況の調査を行った。

北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋の送気カバー増設位置近傍は、内部圧力が高圧となることにより、漏洩が確認された。漏洩箇所は、補修塗装を行った。

4.3 残留水調査

ケーブルバンド下面コーキング部に削孔を行い、残留水の調査を行った。今回の調査では、有意な残留水の存在は確認されなかった。同様の調査は平成15年度にも

行われているが、この時には、高湿度な排気カバー近傍に残留水が確認されている。前回から2年経過している今回の調査で残留水が確認されなかったことから、残留水は短期間に滞水するものではなく、外部からの水の浸入は小さいことが想定される。

4.4 塗膜調査

ケーブル塗膜上のクラック、点錆の発生状況について調査を行った。

ケーブル塗膜上のクラックについては、北備讃瀬戸大橋で全体的に確認されたのに対して、他の二橋ではほとんど確認されなかった。これは、平成15年度にケーブル上から行った調査と同じ傾向であった。

クラックの存在から、外部からの雨水等の浸入が懸念される。今回の工事の中では、併せてこのクラックから外部水が浸入するかの調査も行った。写真-8に示すような試験装置を、北備讃瀬戸大橋ケーブルの、クラックのある塗膜上、健全な塗膜上に設置し水位の低下があるかを確認した。各調査箇所において一週間存置したが、いずれの箇所でも水位の低下は認められなかった。この結果と4.3の結果を併せて考えてみても、クラックからの外部水の侵入の可能性は小さいと考えられる。

ケーブル塗膜上の点錆については、南備讃瀬戸大橋東ケーブルの排気カバー近傍に集中して確認された(図-7)。同様の調査は平成15年度にも行われており、その時は北備讃瀬戸大橋東ケーブル、南備讃瀬戸大橋東西ケーブルの排気カバー近傍に集中して確認された。平成15年度調査時には、確認された点錆部は補修塗装が行われており、今回確認された箇所はその後新たに点錆が発生したことになる。



写真-8 外部浸入水調査
Photo 8 Water Seepage Test

南備讃瀬戸大橋東ケーブルの排気カバー近傍は、図-1からも分かるように、60%以上の高湿度状態が継続していた。一方、同橋の西ケーブル排気カバー近傍は、2.1に述べたクサビ打設の効果により、湿度状態が改善方向

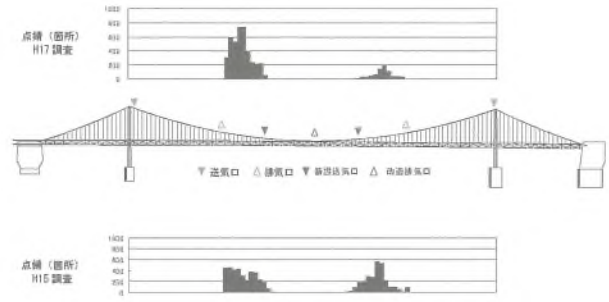


図-7 南備讃瀬戸大橋東ケーブル塗膜上の点錆発生状況
Fig.7 Rust Distribution on Paint of East Cable of Minami Bisan-Seto Bridge

にあった。

以上より、60%を超える高湿度状態とケーブル塗膜上の点錆の発生には密接な相関性があることが伺える。

5. 送気システム改良の効果

送気システム改良後のケーブル内の湿度分布状態を図-8に示す。中央径間の排気カバー付近における60%以上の高湿度区間がなくなり、改善されてきているのが

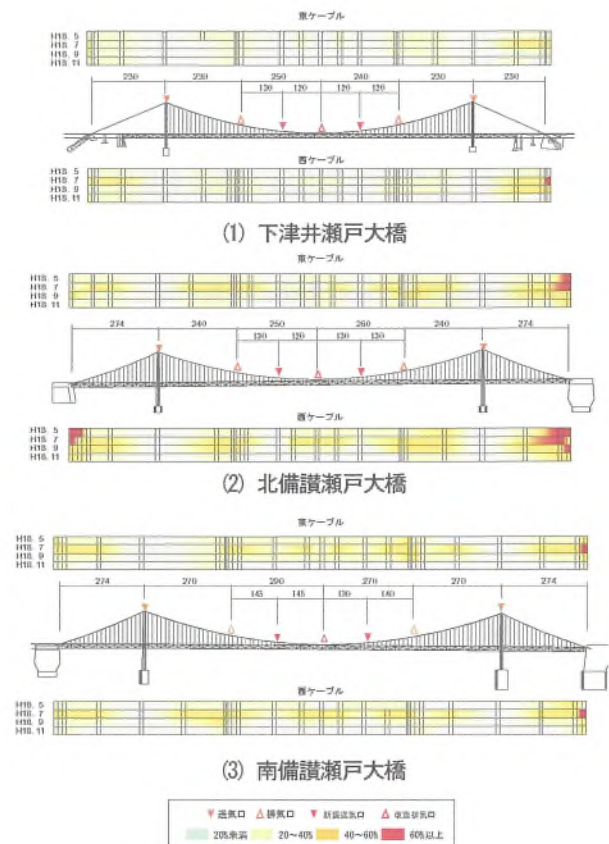


図-8 改良後のケーブル湿度分布
Fig.8 Humidity Distribution after Improvement

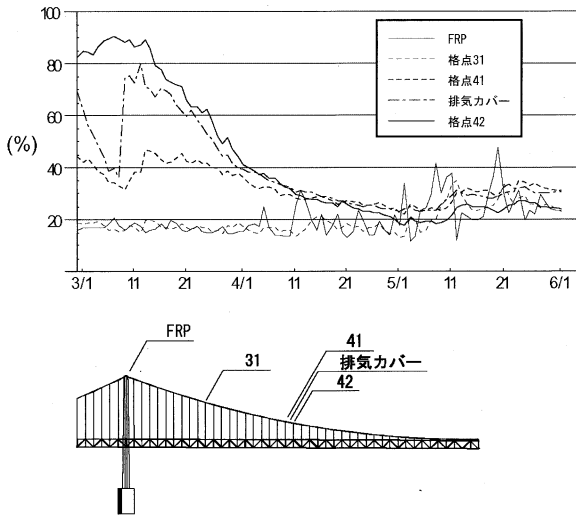


図-9 改良後のケーブル湿度分布
(南備讃瀬戸大橋東ケーブル)

Fig.9 Humidity Distribution after Improvement
(East Cable, Minami Bisan-Seto Bridge)

見て取れる。北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋においては、中央径間で40～60%の区間が排気カバー近傍に残っており、図-1に比べて悪化している箇所も見受けられる。これは、図-1の計測期間が秋から冬にかけての低湿度期間のデータであるのに対し、図-8は夏から秋のデータであり、取り込み外気の高湿度状態が影響していると考えられる。

増設直後(平成18年3月)からの南備讃瀬戸大橋東ケーブル5P側塔頂送気(中央径間)の湿度状況変化を図-9に示す。常時80%程度と高湿度が継続していた排気カバー周辺(排気カバー、格点42)で徐々に除湿の効果が現れているのが見て取れる。

一方、橋台部近傍では気密化の効果がほとんど確認されず(図-8)、依然として高湿度状態が継続している。この原因としては、塔頂からの送気長が長く乾燥空気が

末端まで行き届かないこと、アンカレイジスプレー室内の湿度がケーブル内湿度に影響していることなどが考えられる。

6. まとめ

瀬戸大橋吊橋三橋のケーブル内高湿度状況改善を目的として、送気システムの改良を行った。送気カバーを増設し、送気長を短縮した中央径間では効果が確認され、相対湿度60%以上の高湿度区間は解消しているが、橋台部近傍は気密化の効果が見られず、依然として高湿度状態が継続している。

送気システム改良にあわせて行った、ケーブル素線の腐食状況調査からは、送気開始前の状況と比較して大きな腐食の進行は見られず、送気システムの一定の効果が確認された。

夏場の中央径間排気カバー近傍の高湿度状態については、取り入れ空気が高湿度であるため、送気設備の除湿能力が不足していることが主な要因と考えられる。今後、プレクーリングなどによる取り込み空気の改善を進める計画である。

橋台部の高湿度については、送気長が長すぎることや、アンカレイジスプレー室内湿度が影響していることが原因として考えられる。今後、スプレー室、ケーブル内部、外気湿度の相関関係などを調査し、原因の究明、改善策の検討を行っていく計画である。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：平成16年度海峡部橋梁塗替塗装工事 工事報告書及び完成図(送気システム改良設計)，平成17年7月
- 2) 本州四国連絡高速道路株式会社：平成17年度ケーブル補修工事 工事報告書及び完成図，平成18年3月

因島大橋東高架橋の耐震補強計画（設計）

Seismic Retrofit of Innoshima Higashi Viaduct (Design)

長大橋技術センター 耐震・基礎グループ リーダー 吉田 茂司
Shigeji Yoshida

長大橋技術センター 耐震・基礎グループ サブリーダー 真辺 保仁
Yasuhito Manabe

長大橋技術センター 耐震基礎グループ 小河 正次
Shouji Ogo



概要

因島大橋東高架橋を対象とした、3次元立体骨組みモデルを用いた鋼3径間連続トラス橋の時刻歴応答解析による耐震性能照査を実施した結果、主構部材の上下弦材、二次部材である横構・斜材に損傷を受けることが明らかとなった。これらの損傷部材の全てを耐力補強する方法では大規模な補強となり不経済であるため、耐震性能を向上させる方策として、ダンパーなどの減衰装置の適用や、免震支承への交換などによる応答値の低減効果について、上記モデルを用いた解析的な検討を実施し、それぞれの低減効果、課題等についてとりまとめ、合理的な補強方法として免震支承への取替による免震化を選定した。

According to seismic assessment of the Innoshima Ohashi Higashi Viaduct, a three-continuous steel truss bridge, the bridge turned out to own not enough seismic performance; some main chords, diagonal members and lateral bracings of the steel truss possibly suffer damage during a large-scale earthquake. After performing investigations for seismic performance improvement in terms of seismic isolation and energy dissipation, replacement of existing steel bearings to seismic isolation bearings was selected as the seismic retrofit measure, which costs less than strengthening the steel truss.

1. まえがき

国土交通省では、平成17年度に国と都道府県及び高速道路会社が連携して、昭和55年の設計基準よりも古い基準で設計した橋梁を対象として、兵庫県南部地震と同程度の地震動に対して落橋等の甚大な被害を防止するための「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」を策定し、本四高速を含む高速道路、直轄国道においては平成19年度までに概ね対策を完了することを目標に耐震補強工事を実施しているところである。

本四高速では、大三島関連区間、因島関連区間等に昭和55年より古い設計基準を適用している橋梁があり、橋脚耐震補強工事等を実施しているところである。

本報告は、比較的規模が大きい鋼連続トラス橋である因島大橋東高架橋について、現況耐震性能の照査結果と、耐震性能向上策の検討結果を報告するものである。

2. 対象橋梁

因島大橋東高架橋は、因島大橋の向島側取付部に位置する鋼3径間連続上路トラス橋で、橋長158.0m、最大支間長は58.7mである。

下部構造は2層式RCラーメン橋脚で、基礎は全て直接基礎である。一般図を図-1に示す。

支承構造については固定(1A)及びヒンジ支承(2P、3P)は鋼製ピン支承、可動支承(4A)は鋼製ピンローラー支承である。海峡部長大吊橋への取付部に位置するため、約30m程度と橋脚高が高くフレキシブル橋脚として設計されていることが特徴である。

3. 解析モデル

解析モデルは、図-2に示すようなトラス部材を全てモデル化した3次元立体骨組みモデルとした。上部トラス部材は線形梁要素、下部構造のRCラーメン橋脚は材料非線形を持つ部材としている。また、コンクリート床版の剛性を上横構に付加させている。トラス部材の格点構造は、上下弦材は橋軸方向に剛結、垂直材、斜材等の接合部についてはピン構造としてモデル化した。

入力地震動は、兵庫県南部地震における神戸海洋気象台での観測波形を、基盤変換した後、等価線形地盤応答解析で基礎位置と同程度の弾性波速度の層($V_s=1200$ m/s)に変換した地震波(以下「適用地震波」と)、道示type I地震動(1種地盤 地域区分B)を用いた。

地盤は、2自由度のばねとしてモデル化しており減衰は、橋軸・橋軸直角方向の各振動モードでの減衰定数(h)と振動数(f)の関係をプロットし、その各々の方向に卓越する振動モードを概ね通る曲線に近似して設定

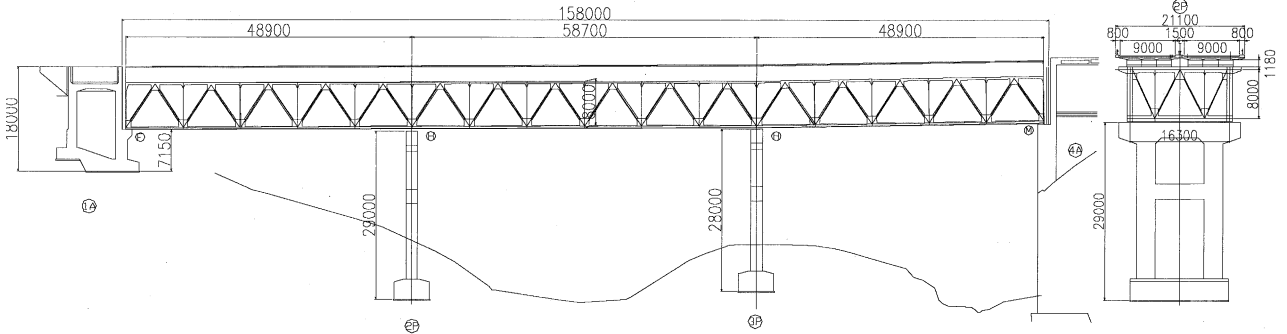


図-1 因島大橋東高架橋一般図

Fig.1 General view of Innoshima Higashi Viaduct

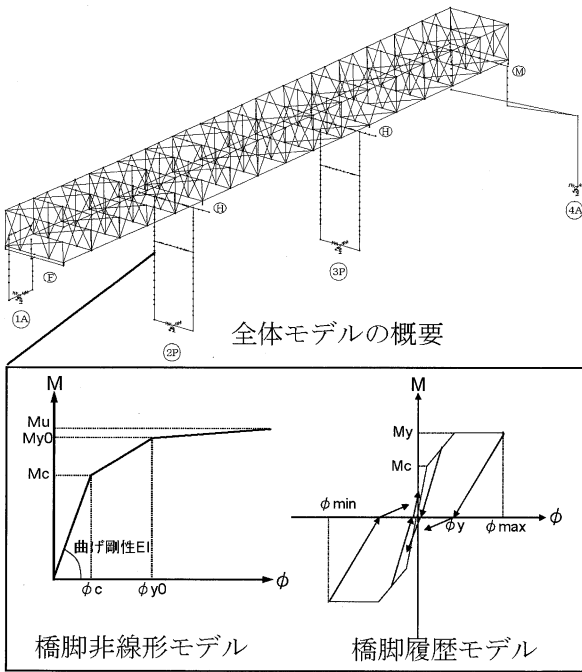


図-2 解析モデル

Fig.2 Analytical Model

した Rayleigh 減衰を用いた。

4. 現況の耐震性能照査

4.1 耐震性能の照査

(1) 上部工 (鋼トラス部材)

上部工の耐震性能は、動的解析による応答軸力、せん断力が、道示鋼橋編 3.2 により算出される圧縮、引張の各許容応力度および許容せん断力に、基準降伏点に対する安全率 1.7 を乗じた降伏耐力を超過するか否かを照査した。

(2) 下部工 (RC 橋脚)

RC 橋脚の目標とする耐震性能は、道示耐震設計編における耐震性能 2 とし、動的解析による応答曲率及びせん断力が許容曲率及びせん断耐力をことを超過するか否かを照査した。

4.2 現況耐震性能の照査結果

(1) 上部工照査結果

上弦材及び下弦材は橋軸方向地震時、それ以外の部材は橋軸直角方向地震時に主に耐力を超過する結果となった。図-3 に上部工現況照査結果の例として、応答値の特に大きい橋軸方向地震時下弦材と、橋軸直角方向地震時上横構の応答値と耐力の比較を示す。

橋軸方向の損傷は、固定支承である 1 A 付近の下弦材で降伏耐力の 3 倍以上の応答値となるなど、主部材である上・下弦材の半数以上で降伏耐力を超過し、橋軸直角方向では、中央支間中央部の下弦材をはじめ、ほぼ全ての上横構など多くの部材で降伏耐力を上回る応答値が発生する結果となった。

これらの結果から、主構部材の座屈による大規模な損傷が想定されるため、上部工の耐震性能の向上が必要であると判断した。

(2) 下部工照査結果

表-1 に示すとおり、両橋脚ともに橋軸直角方向地震時において、柱及び梁のせん断耐力を超過する結果となっており、橋脚のせん断破壊により最悪落橋等の甚大な被害が想定されることから、橋脚についても耐震性能の向上が必要との結果となった。

また、支承部の評価は、支承各部材で最も耐力が小さい部材である取付アンカーボルトのせん断耐力と、支承

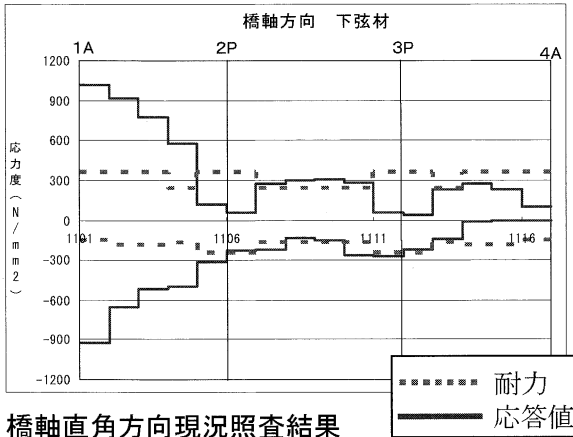
表-1 下部工現況照査結果

Table 1 Seismic Vulnerability Evaluation (Pier)

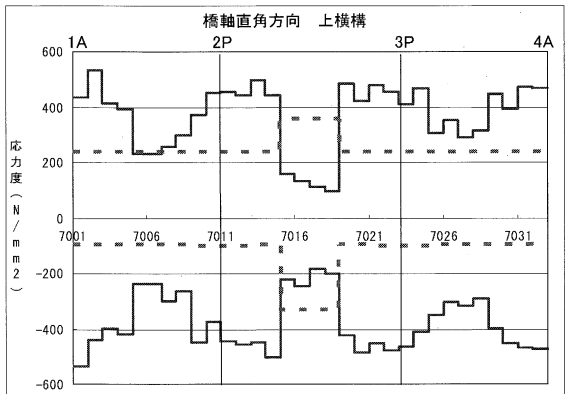
方向	部材	照査項目	応答値	許容値	判定	
橋軸方向	2P 柱	曲げ ($\mu \cdot 1/m$)	895.1	5,224.8	OK	
		せん断 (kN)	1,556.7	2,114.1	OK	
	3P 柱	曲げ ($\mu \cdot 1/m$)	1,073.8	5,256.0	OK	
		せん断 (kN)	1,572.3	2,114.1	OK	
橋軸直角方向	2P 梁	曲げ ($\mu \cdot 1/m$)	6,974.8	8,825.9	OK	
		せん断 (kN)	7,243.7	4,831.8	NG(1.5)	
	2P 柱	曲げ ($\mu \cdot 1/m$)	981.0	5,420.5	OK	
		せん断 (kN)	5,040.5	1,977.1	NG(2.55)	
	3P 梁	曲げ ($\mu \cdot 1/m$)	8,825.9	8,825.9	OK	
		せん断 (kN)	7,429.4	4,831.8	NG(1.54)	
		3P 柱	曲げ ($\mu \cdot 1/m$)	1,107.0	4,733.3	OK
			せん断 (kN)	5,310.4	1,977.1	NG(2.69)

() 内は、せん断耐力に対する超過割合を表す。

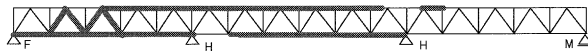
橋軸方向現況照査結果



橋軸直角方向現況照査結果

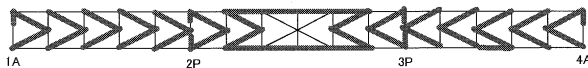


—— 損傷部材：降伏耐力を超える部材



方向	部材	部材数	損傷部材数	損傷率	
橋軸方向	主構	上弦材	64	34	53.1%
		下弦材	32	20	62.5%
		垂直材	34	0	0.0%
	横構	斜材	64	8	12.5%
		上横構	32	0	0.0%
	主横トラス	下横構	32	0	0.0%
		上横材	68	0	0.0%
		下横材	68	0	0.0%
		垂直材	34	0	0.0%
		斜材	68	0	0.0%

—— 損傷部材：降伏耐力を超える部材



方向	部材	部材数	損傷部材数	損傷率	
橋軸直角方向	主構	上弦材	64	0	0.0%
		下弦材	32	2	6.3%
		垂直材	34	0	0.0%
		斜材	64	0	0.0%
	横構	上横構	32	28	87.5%
		下横構	32	10	31.3%
	主横トラス	上横材	68	0	0.0%
		下横材	68	2	2.9%
		垂直材	34	2	5.9%
		斜材	68	8	11.8%

図-3 上部工現況照査結果

Fig.3 Seismic Vulnerability Evaluation (Steel Truss)

部の応答水平力とを比較した結果、全ての支承で耐力を超過する結果となり、変位制限構造の設置が必要な結果となった。

5. 耐震性能向上策の検討

5.1 耐震性能向上策の検討

耐震性能の向上策としては、①部材を補強することで耐力を向上させ、応答値を満足できる部材断面とする。②制振、免震化などにより応答値の低減を図る方法の2つが考えられる。

現況照査の結果では多くの部材に損傷が考えられることから、部材補強を実施する場合かなり大規模な補強が必要となり不経済となる。そのため、本検討では制振、免震による応答値の低減を行い、コスト縮減が可能となる合理的な補強方法を検討した。

第1案として、設計抵抗力以上の力が作用した場合にダンパーが変位し、内部充填材との摩擦による減衰効果により応答値が低減される、摩擦履歴型制震ダンパーを橋軸、橋軸直角方向に設置する構造とし、第2案は、免震支承への交換とした。免震支承には、必要な減衰効果を確認し既設橋脚等への設置が可能なサイズとするため、通常の高減衰ゴムより減衰効果を20%向上させた超高減衰ゴムを用いることとした。

上記2案について動的解析を実施し、それぞれのケースの損傷部材数を把握し、施工性、構造的、経済性について比較を行った。

5.2 耐震性能向上策の評価

耐震性能向上策の比較を表-2に示す。

構造面では、制震ダンパーは橋軸、橋軸直角方向それぞれに設置が必要であり、変位制限構造などの落橋防止システムの設置と干渉するため支承回りが煩雑になることから、免震支承への交換が合理的である。

経済性では、免震支承へ交換することにより道示のタイプB支承となり、変位制限構造が不要なこと、ゴム支承であるため段差防止構造も不要となることや、施工を考慮した場合本体への補強が支承周辺部のみに限定されるため比較的施工性が良いことなどから、免震支承への交換が最も経済的との結果となった。

これらの結果より、部材補強、ダンパー及び免震支承への交換を比較した場合、免震支承への交換が最も合理的な補強方法であると判断した。

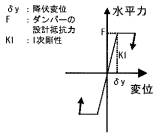
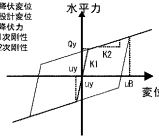
6. 免震化による耐震補強設計

6.1 支承のモデル化

支承のモデル化にあたっては、本設計で用いる超高減

表-2 耐震性能向上策比較表

Table 2 Comparison of Seismic Performance Improvement Measures

ケース名	部材補強	履歴型制震ダンパー	超高減衰免震ゴム支承
概要	耐力超過部材について、断面補強により耐震性を満足させる。	上下部工をダンパーで連結し、ダンパーの減衰効果により応答値の低減を図る構造 ダンパー設計抵抗力 1 A：橋軸方向 1000 KN×4 基 橋軸直角 750 KN×2 基 2 P：橋軸直角 1000 KN×2 基 3 P：橋軸直角 1000 KN×2 基 4 A：橋軸方向 1000 KN×4 基 直角方向 750 KN×2 基	免震支承による長周期化及び減衰性能を高め応答値の低減を図る構造 支承取替 免震支承 1 A：700×900×170×2 基 2 P：1050×1050×252×2 基 3 P：1050×1050×252×2 基 4 A：700×900×170×2 基
モデル化			
構造的性	ほぼ全面にわたり部材補強を実施する必要があるので、補強部材の取付による母材の損傷に注意が必要。	橋軸、橋軸直角方向別にダンパーを設置するため、落橋防止システムと緩衝し複雑な構造となる。	支承を交換するため、作用力の伝達構造は明確である。
施工性	ほぼ全橋にわたって部材の補強が必要であり、大規模な足場の設置などが必要となり、施工期間も長期になる。	主な施工は支承周辺に集中している。橋軸方向、橋軸直角方向別々のダンパーが必要であり、下弦材、下横材などに設置するため部材補強が必要。	主な施工は支承周辺に集中している。交通開放を行いながらの大反力ジャッキアップや補強部材の溶接など、施工には注意が必要。
落橋防止システム	変位制限構造、段差防止構造、落橋防止構造が必要	段差防止構造、落橋防止構造が必要。ダンパーを変位制限構造とする。	落橋防止構造が必要。タイプB支承となるため、変位制限構造が不要となり、ゴム支承であることから段差防止構造が不要となる。
概略補強量	上部工補強部材数	上・下弦材等 112 部材	正面トラス 5 部材
	下部工補強	柱：せん断補強が必要 梁：せん断補強が必要	柱：せん断補強が必要 梁：補強無し
	落橋防止システム	変位制限構造：必要 段差防止構造：必要 落橋防止構造：必要	変位制限構造：不要（ダンパー兼用） 段差防止構造：必要 落橋防止構造：必要
	その他		ダンパー設置： 橋軸方向=8基 橋軸直角方向=8基
経済性	1.50	1.22	1.00

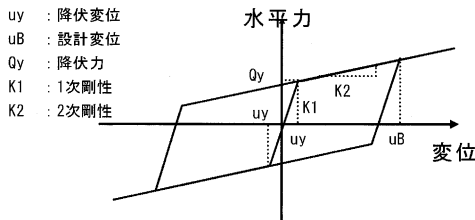


図-4 免震支承の履歴モデル

Fig.4 Hysteretic Property of Seismic Isolation Bearing

衰ゴム支承のバイリニアモデル算定等に用いる各係数が道路橋支承便覧（平成 16 年 4 月（社）日本道路協会）に記載されていないことから、支承及びゴムメーカー各社の合同による HDR 研究会（HDR: High Damping Rubber Bearing）の提案する共通設計式（平成 15 年 3 月）を用いて図-4 に示す非線形履歴モデルとした。

超高減衰ゴムの材料は、せん断弾性係数により分類さ

表-3 支承変位量照査結果

Table 3 Displacement of Bearings

橋脚	最大変位量	ゴム厚	許容変位量	弾性係数
1 A	240.5 mm	120 mm	300 mm	1.2 N/mm ²
2 P	196.0 mm	300 mm	750 mm	1.0 N/mm ²
3 P	198.8 mm	300 mm	750 mm	1.0 N/mm ²
4 A	219.6 mm	120 mm	300 mm	1.2 N/mm ²

れており、本橋では 1 A、4 A は桁遊間による移動量の制限があるため、弾性係数の高い G 12 (1.2 N/mm²) を用い移動量を抑え、2 P、3 P は弾性係数の低い G 10 (1.0 N/mm²) を用い減衰効果を高める配置とした。

許容変位量は高減衰免震ゴム支承と同様に、ゴム厚の 250% とし、表-3 に示すように最大変位量が許容変位量以下であることを確認した。

6.2 免震化による解析結果

(1) 周期特性への影響

免震支承への交換による固有周期への影響は、橋軸方向 1 次モードが 1.033 秒から 1.461 秒へ、橋軸直角方向 1 次モードが 1.048 秒から 1.294 秒に変化しており、図-5 に示す加速度応答スペクトルに示すとおり、適用地震波においては、長周期化により応答加速度が 600 gal 程度から 300 gal 程度への減少が見られ、応答値低減の要因であると考えられる。

一方 Type I 地震では長周期化の影響が小さいため、免震支承の減衰性能により応答値を低減させている。

図-6 に type I 地震時の免震支承の水平力-水平変位履歴曲線を示す。

(2) 応答値の比較

免震支承への交換の効果について、上部工部材の照査結果をまとめたものを表-4 に、図-7 に免震支承によ

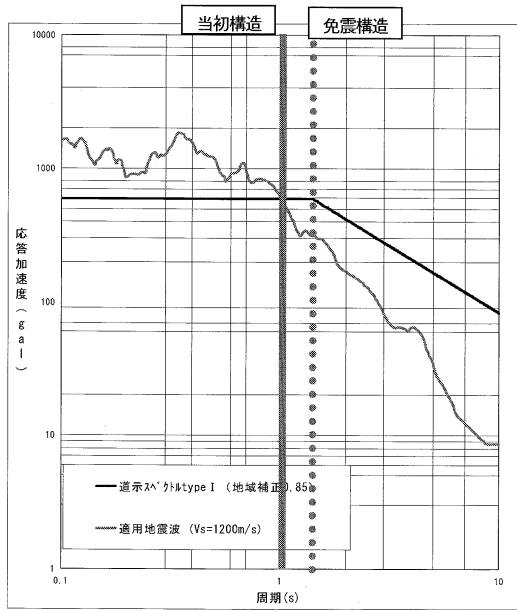


図-5 加速度応答スペクトル
Fig.5 Acceleration Response Spectrum

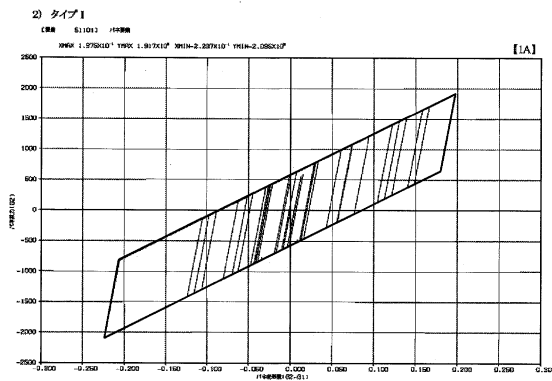


図-6 免震支承応答履歴 (1A)
Fig.6 Hysteretic Response of Seismic Isolation Bearing

る代表的な応答値低減効果として、橋軸方向地震時の下弦材、橋軸直角方向地震時の上横構の応答値を示す。

これらの結果は、適用地震波及び type I 地震波による応答値の内大きい値を対象としている。その結果、主横トラス斜材の2部材のみ耐力を超えるものの、それ以外については、主部材である上下弦材を含む全ての部材で耐力を満足した。また、応答値は現況と比較して最大で1/5程度に低減されている。

下部工でも表-4に示すように応答せん断力が低減されており、梁の補強が不要になる結果となった。

6.3 免震支承本体設計

解析により得られた水平力を用いて、道路橋支承便覧の免震支承により支承本体の設計を実施した。

図-8に示すように、橋軸直角方向には、常時及びL1地震の桁の移動による伸縮装置の損傷を防ぐためのジョイントプロテクタを設置し、固定となるような構造とした。

表-4 免震化後の損傷部材

Table 4 Seismic Vulnerability Evaluation with Seismic Isolation

上部工

方向	部材	部材数	損傷部材数		損傷率	最大応答値 (N/mm ²)		比率	
			現況	免震化		現況	免震化		
橋軸	主構	上弦材	64	34	0	0.0%	394	113	28.7%
		下弦材	32	20	0	0.0%	846	117	13.8%
		斜材	64	8	0	0.0%	209	129	61.7%
橋直	主構	下弦材	32	2	0	0.0%	261	113	43.3%
		上横構	32	28	0	0.0%	303	56	18.5%
	主横トラス	下横構	32	10	0	0.0%	164	33	20.1%
		下横材	68	2	0	0.0%	171	39	22.8%
		垂直材	34	2	0	0.0%	233	107	45.9%
	斜材	68	8	2	2.9%	214	127	59.3%	

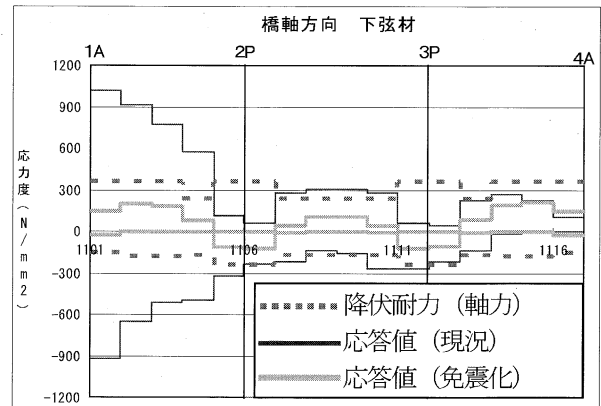
下部工

単位: kN

方向	部材	照査項目	応答値			許容値	判定	
			現況	免震化	比率		現況	免震化
橋直方向	2P	梁 せん断 (kN)	7,243.7	4,573.5	63.1%	4,831.8	NG (1.5)	OK
		柱 せん断 (kN)	5,040.5	3,782.1	75.0%	1,977.1	NG (2.55)	NG (1.91)
	3P	梁 せん断 (kN)	7,429.4	4,482.8	60.3%	4,831.8	NG (1.54)	OK
		柱 せん断 (kN)	5,310.4	3,891.7	73.3%	1,977.1	NG (2.69)	NG (1.97)

() 内は、せん断耐力に対する超過割合を表す。

橋軸方向現況照査結果



橋軸直角方向現況照査結果

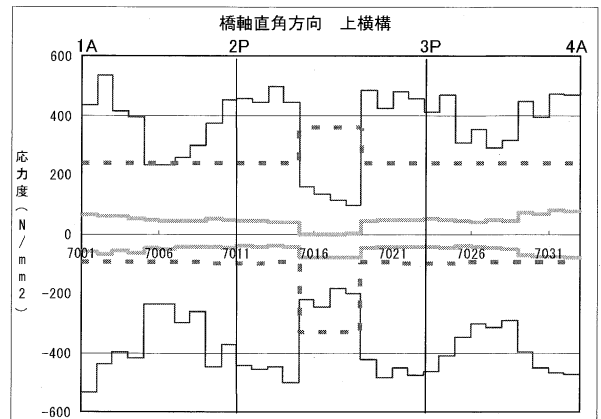


図-7 上部工の免震化後の応答値

Fig.7 Effect of Seismic Isolation on Steel Truss Response

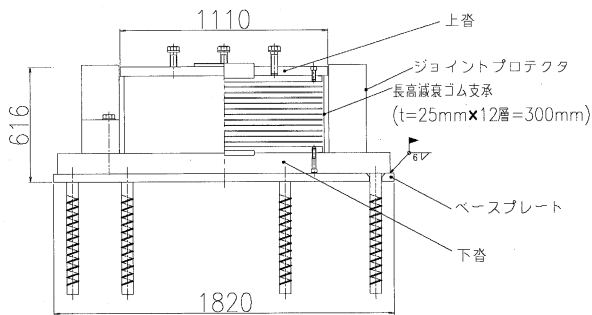


図-8 2P、3P 超高減衰免震ゴム支承
Fig.8 Super-High Damping Rubber Bearing

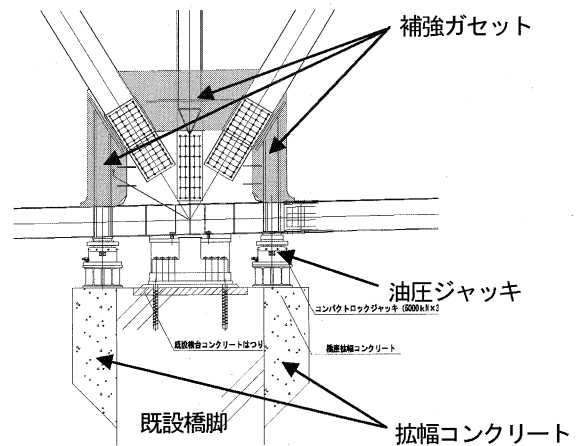


図-9 補強ガセット概要図
Fig.9 Reinforcement of Steel Truss

6.4 橋脚耐震補強設計

橋脚の耐震補強は、せん断耐力に対する一般的な補強工法として、RC、鋼板、炭素繊維の各巻立て工法について経済比較を行った。

その結果、RC 巻立ての場合は躯体重量が増加することにより中間梁のせん断耐力が不足し補強が必要となるため、対策後の経済比較の結果、炭素繊維巻立て（目付量 200 g/mm² 層数 2 層）が最も有利となった。

6.5 トラス部材補強

免震化の照査結果により、1A 側端横トラス斜材 2 部材の圧縮耐力が超過する結果となった。

支点上の横トラス斜材であり活荷重を受け持つ部材であることから、損傷が車両の通行に影響を与えられられるため、部材補強により耐力を増加させる構造とした。

6.6 落橋防止構造

落橋防止構造については、以下に示すとおり現況の桁かかり長が、道示 V 編に示される必要桁かかり長さ、動的解析の移動量に対して十分の余裕があることから、落橋に対して高い安全性を有していると考え、別途落橋防止構造は設置しないものとした。

現況桁かかり長 = 160.0 cm

必要桁かかり長 SE = 70 + 0.5 × l = 94.5 cm

ここで、l = 支間長 48.9 m

動的解析による移動量 = 49.5 cm

7. 施工計画

支承交換の実施のためには、ジャッキアップが必要となる。本橋では、中央自動車道鶴川大橋（鋼 2 径間連続トラス橋）の耐震補強工事において実績のあるガセットプレートの拡大方式を検討した。

これは、ジャッキアップ支点部に図-9 に示す補強ガセットを現場溶接により取付けて、ジャッキアップ支点部を構築するもので、ジャッキアップのための補強部材を最小限にできるメリットがある。

8. おわりに

トラス橋では、上横構などの二次部材の損傷を許容することで合理的な耐震補強となる可能性があるが、本橋梁では免震支承へ交換することで、主構部材、二次部材ともに降伏耐力を下回ること、変位制限装置、段差防止構造などの落橋防止システムが不要となること、下部構造の補強規模も小さくなることから、最も合理的な対策となったため免震化を採用することとした。

なお、施工にあたっては交通開放をしたまま 1,000 t 級の支承のジャッキアップが必要であることから、仮設備や施工体制を含めた安全で確実な施工が重要である。

補強後は大規模な地震に対してもお客様の安全を確保し、緊急輸送路としての機能を発揮し本州と四国の動脈である本四高速の役割を果たすことを願うものである。

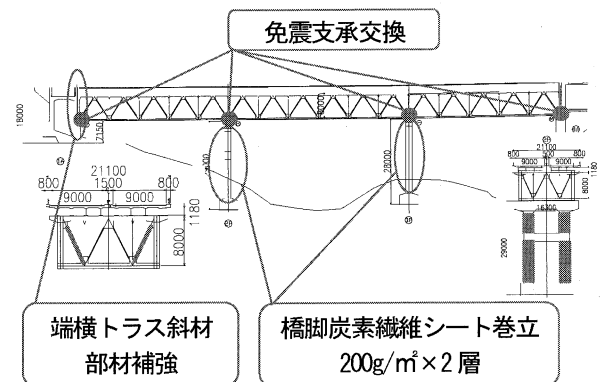


図-10 因島大橋東高架橋耐震補強対策
Fig.10 General View of Seismic Retrofit Measure

参考文献

- 1) 玉田 和也他：鶴川大橋トラス橋の支承取替工事，駒井技報，Vol 20，pp 60-66，2001.4
- 2) 安松 敏雄他：中央自動車道鶴川大橋拡幅工事の設計・施工，橋梁と基礎 Vol 35，No. 7，pp.10-17，2001.7

海外報告 (エチオピア)

Overseas Report (Ethiopia)

保全計画部
(前)エチオピア
連邦民主共和国

保全管理課長代理
エチオピア道路公社
(ERA)橋梁管理
アドバイザー

石原和幸

Kazuyuki Ishihara



1. まえがき

エチオピアの幹線道路の道路・橋梁の建設及び維持管理は、ERA (Ethiopian Road Authority) によって実施されている。JICAは1999年からERAの橋梁管理の分野に対し技術協力を行ってきている。

私は、JICAの橋梁管理アドバイザーとしてERAにH16.7~H18.7の2年間勤務した。今回、活動報告と合わせてエチオピアの概要について紹介する。

2. エチオピア事情

エチオピアはアフリカの東部に位置し、ケニア、ソマリア、ジブチ、エリトリア、スーダンと国境を接している。

る(図-1)。首都アディスアベバは、北緯8°59′、東経38°48′に位置し、標高は約2300mである。

・地形 国土の約2/3は海拔1500m~3000mのアフリカ台地の上にある。

エチオピアの台地は、北東から南西に走るアフリカ地溝帯という大きな溝で分断されている。

・気候 寒冷地帯 2400m以上 気温 0℃~16℃
温暖地帯 1500m~2400m 16℃~26℃
高温地帯 1500m以下 27℃~50℃

・降水量 低地での年間250mmから台地上の地域での年間1400mmまで分布している。

雨期は6月中旬~9月中旬及び2月~3月(小雨期)

・人口 全土約7,700万人(2006)

首都アディスアベバ 約300万人

・人種 アムハラ族(約30%)、ティグレ族(13%)、オロモ族(40%)他80部族がある。

・言語 アムハラ語(公用語)、オロミニャ語、ティグリニャ語、ソマリニャ語等、英語も第二公用語かつ主要外国語として学校で教えられている。

・GDP 115ドル(2006)(日本 36,187ドル(2006))

・宗教 キリスト教(コプト派)55%、イスラム教35%

・輸出 皮革製品、繊維製品、農産物(コーヒー、オイルシード、チャットなど)等

・歴史 紀元前1000年頃より南アラブから移住したセム系人種(エチオピアの中北部アムハラ人、ティグレ人)が支配を拡大しエチオピアを建国したとされている。

皇帝メネリク2世(1888-1913)がアディスアベバを恒久的な首都と定め、フランスによるアディスアベバ-ジブチ線など鉄道2線が建設され、近代技術も導入された。

皇帝ハイレ・セラシェ(1930年即位)は外国人指導者の招聘による行政の近代



図-1 エチオピア位置図

Fig.1 Location of Ethiopia

化、エチオピア銀行の設立と通貨の発行、国家主導による新聞発行、電気・電話サービスの拡大、保健医療サービスの拡大など諸施策を導入した。

1935年イタリアはエリトリア及びイタリア領ソマリの両方向からエチオピアに進攻し、1936年に首都アデイスアベバにおいてエチオピアの併合を宣言した。英領ソマリの保全を図る英国の協力により、5年後の1941年にイタリアの占領から解放された。

1962年に北の隣国エリトリアをハイレ・セラシエ皇帝の外交成果によりエチオピアの1州として併合したものの、1990年のエリトリア人民解放戦線（EPLF）の大攻勢の結果、1993年エチオピアよりエリトリアが分離・独立した。

なお1984年社会主義革命により帝政が終わり社会主義国となったが、1992年に社会主義政権が崩壊し、現在のエチオピア連邦民主共和国が成立している。

3. 道路現況

ERAは1951年に設立され、現在職員が約13000人おり、そのうち大卒技術者が約350人いる。幹線道路はトランク道路、リンク道路、メインアクセス道路、コリダー道路及びフィーダー道路に分かれており、ERAはこれら幹線道路の維持管理、小規模な橋梁建設及び管理を実施している。主要幹線道路は首都アデイスから6路線が放射状に広がり、国土の動脈となるネットワークを形成している。（図-2）

しかし、これら既存の幹線道路だけで全国をカバーするのは非常に難しい状況にある。なお、地方道路についてはRRA（Regional Road Authority）が全国を8分割し維持管理している。

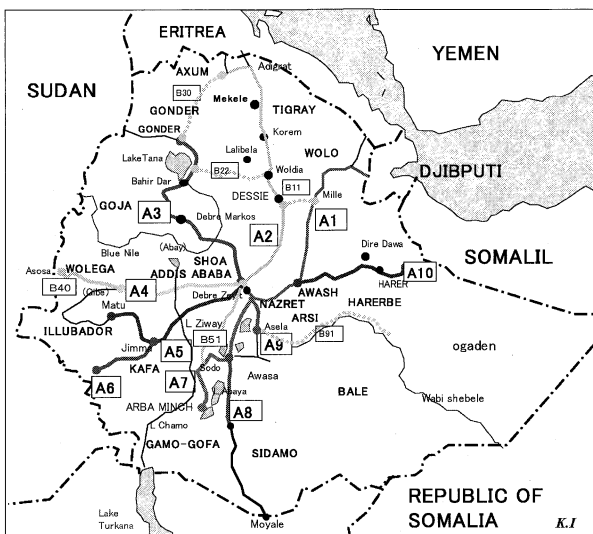


図-2 幹線道路網図

Fig.2 Network of main road

ERAが発足した1951年以降の幹線道路及び地方道路の整備状況を図-3に示す。これらの道路延長は、2004年の時点において約34千km（幹線道路約18千km、地方道路約16千km）、道路密度では約33km/千km²であり、アフリカ平均約50km/千km²と比較すると整備率がかなり低い。2012年までに道路延長約53千km、道路密度換算で約48km/千km²まで整備を進める計画は、国家の道路施策の根幹となるRSDP（Road Sector Development Program）による幹線道路及び地方道路の整備と、貧困削減を目的としたPASDEP（the Plan for Accelerated and Sustained Development to End Poverty）による村域内の道路整備で構成されている。

舗装については、2004年の時点で幹線道路全体の約26%が整備されている。主要幹線道路であるトランク道路については5300kmのうち約80%の整備が完了したが、それ以下のランクの道路はほとんど舗装がなされていない。（図-4）。

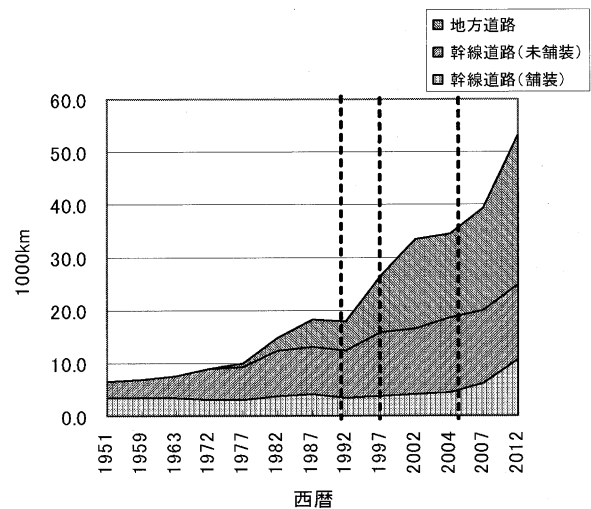


図-3 道路改築の変遷

Fig.3 History of Road Development

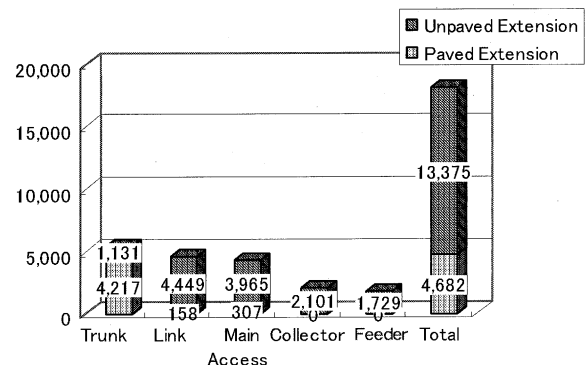


図-4 舗装整備の延長

Fig.4 Length of pavement of main road

4. 橋梁事情

ERA が管理する橋梁数は約 2500 橋と言われていたが橋梁管理台帳も整っていないことから、その実数は分からないままであった。そこでERA はローカルコンサルタントを使って、彼らが管理する全国の橋梁基礎データ及び損傷概要を 2005.7～2006.7 の 1 年間をかけて調査した。残念ながら、私が在任している期間に業務が完了していなかったことから正確な橋梁数は分からないが、約 1000 橋程度のものである。ERA は全国を 10 地方事務所に分割し道路の維持管理等を実施しており、その内のアテムガナ（アディスアベバ周辺）における橋梁概要について紹介する（図-5、6）。

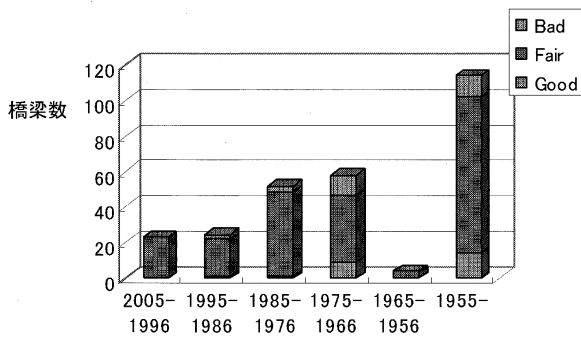


図-5 橋梁の損傷状況 (アテムガナ)

Fig.5 Damage situation of bridges in Alemgena

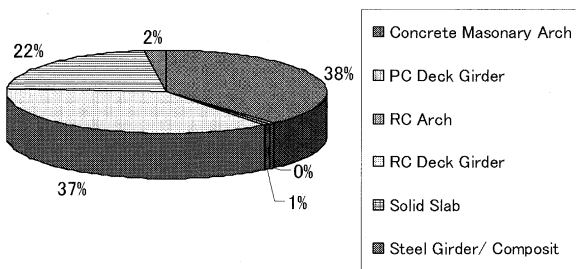


図-6 橋梁の種別割合 (アテムガナ)

Fig.6 Classification ratio of bridges in Alemgena

- ・イタリアの占領時に建設された橋梁が約 4 割を占める。
- ・橋梁の建設はここ 20 年で 40 橋程度であり、道路延長はさほど伸びていない。
- ・Fair（橋梁のどこかに損傷があり、補修・補強の必要とする）が 80% を占めている。
- ・ここ 10 年で建設した全ての橋梁で補修・補強を必要とする損傷が発生している。
- ・RC 床版橋、RC 桁橋及び石工アーチ橋で 97% を占める（図-6）。

- ・橋梁の代表的な損傷として、多くの橋梁において橋長が十分確保されていないため、橋台部が浸食されやすい（写真-1）点が挙げられる。また写真-2 はイタリアが建設した橋梁であるが豪雨が原因で 7, 8 年前に落橋したそうである。道路がそれ以前に寸断され本橋は使用されていないが、これだけの事件が発生しても記録が残っていないといった問題点もある。



写真-1 橋の損傷（浸食）

Photo 1 Scouring around abutment

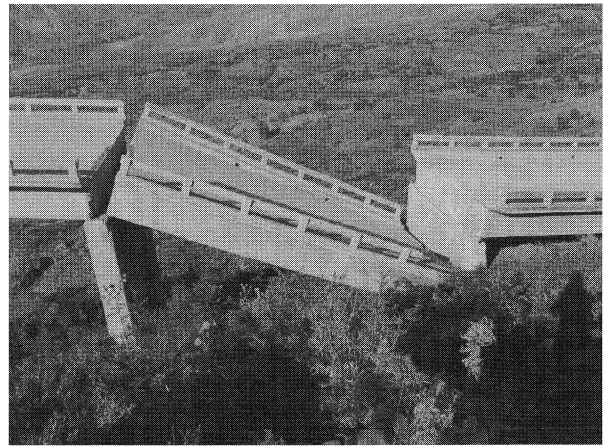


写真-2 土砂崩れによる落橋

Photo 2 Collapse of bridge by landslide

5. エチオピアでの業務

これまで私を含め 3 代の専門家が ERA の Bridge Management Branch (BMB) に技術指導を行ってきたことで、橋梁管理を実施していくためのハード面の整備が整ってきた。

- ①ERA に橋梁管理を専門とする課が出来た。
- ②BMB はパソコンを使ってそれぞれの橋梁データ及び損傷状態を把握出来るようになった。
- ③各地方事務所には橋梁管理担当エンジニアが配置された。



写真-3 橋梁調査

Photo 3 Survey of bridges



写真-4 橋梁点検

Photo 4 Bridge inspection on the seminar

④各地方事務所に橋梁点検員が配属されることが決まった。

⑤ERA は管轄する橋梁の状態を把握するために、全国橋梁一斉点検調査（2005.7-2006.7）を実施した。（写真-3）

私が在任していた期間では、主として②の改良の提案、改良作業のサポート及び⑤を実施するに当たっての指導を行った。その他、ローカルエンジニアに対して、橋梁管理についてのセミナーの開催、OJTとしての橋梁点検実施及びコンクリートの中性化試験のマネジメントなどを行った。（写真-4、5）

その他、BMBのエンジニアと地方に出かけ、ローカルエンジニアと一緒に橋梁点検を行い、点検における着目すべきポイント、損傷原因及び状態等について意見交換を実施した。

また最後の半年間は橋梁管理改善プロジェクトの実施に向けて、JICA及びERAの関係部署等との調整を行った。これまでの技術支援はERA本部を中心に実施してきたが、本プロジェクトはERAの地方事務所及びRRAに対し、橋梁管理技術の向上を図るための研修及びOJTを実施していくものである。

6. おわりに

私は、今回が最初の海外勤務で、とまどいもあったが

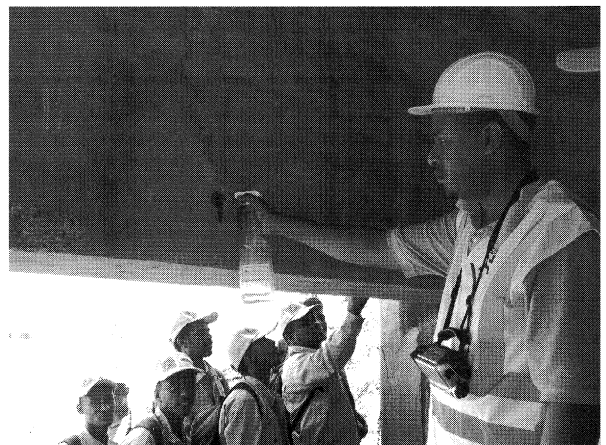


写真-5 コンクリート中性化試験

Photo 5 Examination of concrete neutralization

多くの人からの支援で無事任務を終えることが出来た。

現在のエチオピアは、隣国との紛争、民衆を巻き込んだ野党間での政権争い等により情勢が盤石であるとは言えない状況にある。しかし、今後とも民主主義が定着し、安定した国造りを継続することを願っている。

■第5回吊構造橋梁管理者会議(ICSBOC)の開催

2006年8月28、29日の両日に第5回吊構造橋梁管理者会議(5th International Cable-Supported Bridge Operators' Conference)がアメリカのニューヨークで開催されました。この会議は、世界各国の長大吊構造橋梁の管理者が、主に維持管理に関する課題について発表、意見交換を行うことを目的として開催されています。第1回、第2回はアメリカ・ニューヨーク、第3回は日本(淡路夢舞台)、第4回はデンマーク・コペンハーゲンで開催されました。

今回の会議には約150名が参加し、9カ国から35の発表があり、点検管理、補修工事、ケーブル腐食の予防、ケーブルワイヤの強度評価、斜張橋ケーブル振動対策、新形式橋梁など幅広いテーマについて討論が行われました。本四高速(株)からは、長大橋技術センター審議役の河口が参加し、「瀬戸大橋の塗替え塗装計画」について発表を行いました。

会議の前日にはテクニカルツアーが開催され、参加者はイーストリバー沿いの長大橋を視察しました。ニュー

ヨークの長大橋は、経年により塗装の劣化が進行しており、多くの橋でプラストを伴う塗替え塗装工事が行われていました。

次回のICSBOCは2年後の2008年に日本で開催される予定です。

(文責：保全計画部保全管理課長 河口浩二)



写真 会議の様子

■第10回日韓道路交流会議の開催

2006年9月5日に、東京において第10回日韓道路交流会議が開催されました。本会議は主として日韓の道路行政間で、道路政策や道路技術について相互に交流し両国の道路の発展に資することを目的として日韓交代で開催されています。今回の会議の主な出席者及び討論されたテーマは以下のとおりです。

(出席者)

日本側 道路局長以下本省の道路局、国土技術政策総研道路研究室、構造物管理研究室、本四高速

韓国側 建設交通部基盤施設本部道路企画官室(道路局相当)、関連する地方組織、道路公社

(テーマ)

日本側 日本風景街道の推進、自転車道施策、特殊橋梁の維持管理

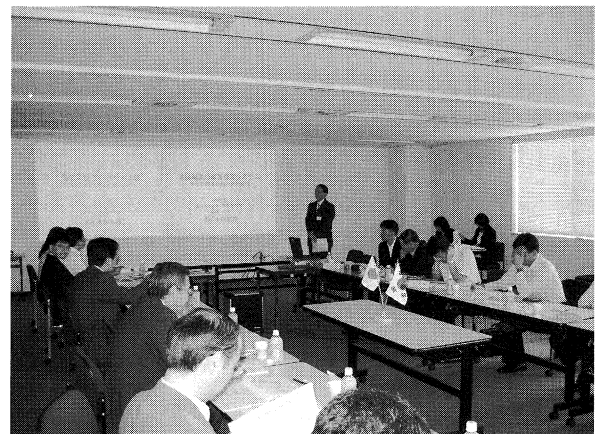
韓国側 清溪川の復元(都市高速道路を撤去し復元)に伴う交通モニタリング、道路整備基本計画の修正、民資事業の展開過程と韓国道路公社の政策方向

本四高速からは保全事業部の毛利が参加し、特殊橋梁の維持管理について本四橋の維持管理の事例を報告しました。今後長大橋の維持管理が本格化する時期を迎えるが、道路予算に制約のある中で維持管理コストを適切に把握するために、日本の事例を参考にしたいという理由で、韓国側から本テーマの要請があった様です。

報告後、既存の橋に送気設備を追加した場合の効果、海上での塗り替え塗装作業の環境問題などについて質問がありました。また、民間会社になったのメリット、デメリットなどについての質問もありました。後日、国交省からも本四の塗装保全の考え方について、国交省との違いについてのコメントを求められました。

会議の翌日、明石海峡大橋の現場視察があり、周藤総務部長、仁木神戸センター所長にお世話になり、3P塔頂まで案内しました。明石海峡大橋の管理体制や塗装仕様などに関する質問があり、塗装については、約10年経過しているとの説明に対し、塗り替えた直後の様に見えるとの感想がありました。

(文責：保全事業部長 毛利徳成)



■第23回 MALBEX '2006 が開催される

平成18年9月13日から9月15日にかけて、マレーシアのクアラルンプールで国際建設会議2006グローバルメガプロジェクト会議(MALBEX '2006)が開かれました。この会議は大規模事業(カタール、ドバイのホテル、揚子江の三峡ダム、北京のCCTVの立体連続パイプ構造のビル、天津のランドマークタワーでの風洞実験、ミヨー高架橋の高橋脚建設、クアラルンプール国際空港、クアラルンプール下水道のシールドトンネル、ゴールドコーストの超高層マンション、ヨーロッパでのホンダ自動車工場の建設等)における全体マネジメントや困難の克服方法について紹介するものです。海外建設業協会からの依頼により、本四からは保全計画部次長:奥田が本四での30年に渡る調査から実施に至る概要について、風洞実験や磁石車輪ゴンドラなどの実写ビデオが

入ったパワーポイントを用いた講演を行いました。その際、最初の計画や基準の作成から始めたこと、学会研究所などと合同で材料研究・開発を行ったこと、新技術の開発なしにはこの事業は完成できなかったこと、完成して終わりではなく今後も維持管理技術の開発を進める必要があること等を強調し、事業効果の検証までを説明しました。質問として、阪神大震災ではどうして橋が生き残ったのか、特殊な材料を使ったのか、100年後も自動車が走っていると思うかといったものがありました。講演に関して、聞き手からは解りやすかったとの評価がありましたが、講演時間が予定より若干短くされてしまい講演者本人としては十分伝えきれなかったのではないかと考えています。主催者によると、来年もマレーシアでこの会議を開催したいとのことです。

(文責:保全計画部次長 奥田 基)



発表の様子



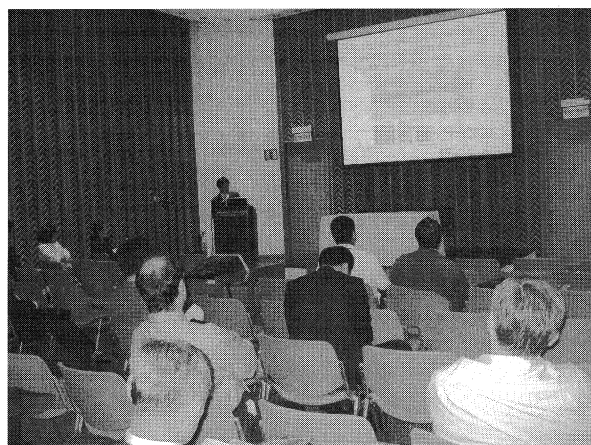
会議場風景

■第12回 REAAA 会議の開催

2006年11月20日から24日にかけてフィリピンのマニラにおいて、第12回REAAA会議が開催されました。REAAA(アジア・オーストラレイシア道路技術協会)は1973年に、アジア太平洋地域における道路工学関連専門技術の推進および発展、道路関係者の技術的・一般的な知識の改善、展開、高度化を目的として設立されました。

会議は、21日から23日にかけて行われた技術論文の発表のほか、7つの基調講演、展示、会議後のテクニカルツアーによって構成されました。技術論文の発表は、道路に関する以下の11部門に分類された84編(発表者は79人、16カ国)について行われました。

- ・道路・橋梁資産管理
- ・環境と持続可能性
- ・舗装設計と性能



発表風景

- ・プロジェクト管理と資金調達
- ・道路建設と維持管理
- ・道路管理と道路行政
- ・道路計画と設計
- ・交通安全工学
- ・道路利用者の行動
- ・交通工学

- ・交通計画と評価

本四高速からは、坂出管理センター・橋梁維持第一課の花井が出席し、瀬戸大橋の維持管理（塗替塗装、ケーブル送気、鋼ケーソン電着防食、マイクロサーフェシング）について発表を行いました。

（文責：坂出管理センター 橋梁維持第一課長代理

花井 拓）

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'06.10～'06.12月 HOLMES 登録分

題 名	著 者	雑 誌 名 等	卷 号	年 月	頁	
紹介 観光という観点からの事業展	大川宗男	高速道路と自動車	49	10	2006.10	4
ハンガーロープの長期防錆を目的とした浸漬塗装工法の確立	岩垣富春, 末廣弘靖, 小原 誠	「本四技報」		107	2006.09	6
長大橋における長期防錆型塗装系の採用によるLCCの低減	長谷川芳己, 小林克己, 長尾幸雄, 山口和範	土木技術資料	48		2006.11	6
本州四国連絡橋の予防保全	長谷川芳己	建設の施工企画			2006.09	8
超長大橋の技術動向と将来展望（設計概論）	山田郁夫	橋梁と基礎（特集号） 2006年8月			2006.08	6
瀬戸大橋の塗替え塗装にあたっての塗膜評価	長谷川芳己, 長尾幸雄	橋梁と基礎 （平成18年12月号）			2006.12	6

本四技報編集委員・幹事会名簿(平成19年2月28日現在)

委員長	森	邦	久	幹事長	伊	藤	進	一	郎
委員	大	江	慎	幹事	大	川	宗	昌	男
	北	口	雅		林	井	俊	学	弘
	伊	藤	進		村	村	康	史	彰
	鈴	木	周		古	谷	和	純	孝
	山	田	郁		大	山	義	保	広
	吉	尾	茂		森	藤	和	則	博
	中	川	俊		遠	野	純	之	
	吉	川	章		栗	向	義		
	長	谷	川		矢	倉	茂		
			芳		朝	上			
			己		村				

河野英雄((財)海洋架橋・橋梁調査会)

本四技報 第108号

発行 平成19年3月15日
編集 本州四国連絡高速道路株式会社
発行者 財団法人 海洋架橋・橋梁調査会
〒112-0004 東京都文京区後楽 2-2-23
住友不動産飯田橋ビル 2号館 4階
電話 03-3814-8439
制作 ニッセイエプロ株式会社

定価 2,200円

本州四国連絡高速道路株式会社
Honshu-Shikoku Bridge Expressway Company Limited
〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22
アーバンエース三宮ビル内
電話番号: 078(291)1000 (代表)
<http://www.jb-honshi.co.jp>

C

C

